

VŠB-Technická univerzita Ostrava

Fakulta stavební

Katedra konstrukcí

Využití patinujících ocelí při návrhu lávek pro chodce

Footbridges from weathering steel

Student:

Lukáš Fabián

Vedoucí bakalářské práce:

Ing. Vít Křivý, Ph.D.

Ostrava 2012

Prohlášení studenta

Prohlašuji, že jsem celou bakalářskou práci včetně příloh vypracoval samostatně pod vedením vedoucího bakalářské práce a uvedl jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě 10. dubna 2012

.....

Prohlašuji, že

- jsem byl seznámen s tím, že na moji bakalářskou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- beru na vědomí, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě bakalářskou práci užít (§ 35 odst. 3).
- souhlasím s tím, že jeden výtisk bakalářské práce bude uložen v Ústřední knihovně VŠB-TUO k prezenčnímu nahlédnutí a jeden výtisk bude uložen u vedoucího bakalářské práce. Souhlasím s tím, že údaje o bakalářské práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užít své dílo – bakalářskou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- beru na vědomí, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě 10. dubna 2012

.....

Anotace bakalářské práce

Předmětem bakalářské práce je vytvoření návrhu lávky pro pěší z patinujících ocelí. Lávka je oblouková, příhradová s dolní mostovkou. Bakalářská práce se zabývá statickým posouzením hlavních nosných prvků, spojů a důležitých detailů vzhledem k zásadám použití patinujících ocelí a v neposlední řadě modální analýzou. Součástí bakalářské práce je stručná rešerše využití patinujících ocelí při návrhu lávek a vyhotovení výkresové dokumentace včetně detailů. Bakalářská práce je zpracována v rozsahu 70 stran a 11 příloh.

Klíčová slova: Patinující ocel, lávka pro pěší, konstrukce

Abstract Thesis

The subject of thesis is design of footbridge of patinated steel. The footbridge is arched, trusses lower floor system. This thesis deals with the static assessment of the major structural elements, joints and the important details due to the principles of the use of weathering steels and modal analysis. The thesis includes brief research of using weathering steel bridges in the design and preparation of drawings, including details. The thesis is prepared in the range of 70 pages and 11 pages of attachments.

Keywords: Patinated steel, footbridge, construction

Obsah

| | |
|---|----|
| Seznam použitého značení | 6 |
| 1. Úvod | 7 |
| 2. Patinující ocel | 8 |
| 2.1. Vlastnosti patinujících ocelí | 9 |
| 2.2. Korozní odolnost patinujících ocelí | 10 |
| 2.3. Navrhování konstrukcí z patinujících ocelí | 13 |
| 3. Návrh a posouzení lávky | 15 |
| 3.1. Výpočetní model konstrukce | 16 |
| 3.2. Zatížení konstrukce | 19 |
| 3.2.1. Zatížení stálé | 19 |
| 3.2.2. Zatížení větrem | 20 |
| 3.2.3. Zatížení teplotou | 25 |
| 3.2.4. Zatížení chodci a vozidlem | 27 |
| 3.2.5. Kombinace zatížení | 31 |
| 3.3. Návrh jednotlivých prvků konstrukce | 31 |
| 3.3.1. Posouzení trapézového plechu, spřahovacích trnů a příčníků | 32 |
| 3.3.2. Posouzení železobetonové desky | 42 |
| 3.3.3. Posouzení ocelového vazníku | 47 |
| 3.3.4. Posudek vybraných styčníků | 53 |
| 3.3.5. Návrh a posouzení ložisek | 55 |
| 4. Modální analýza | 57 |
| 5. Posouzení nosné konstrukce po 100 letech | 65 |
| 6. Závěr | 67 |
| 7. Seznam použitých pramenů | 69 |
| 8. Přílohy | 70 |

Seznam použitého značení

| | |
|------------|----------------------------------|
| 2D | dvoudimenzionální (dvourozměrný) |
| 3D | trojdimenzionální (trojrozměrný) |
| ČR | Česká republika |
| max | maximum |
| min | minimum |
| MSÚ | mezní stav únosnosti |
| MSP | mezní stav použitelnosti |
| CO (číslo) | kombinace (číslo) |
| ŽB | železobeton |

1. Úvod

Cílem bakalářské práce je vytvořit návrh lávky pro pěší z patinujících ocelí. Tuto lávku bude možno umístit na většině území České republiky. Sloužit by mohla především jako překlenutí vodoteče v horských oblastech, lesoparcích, městech i chráněných krajinných oblastech díky charakteristikám patinujících ocelí, které neškodí životnímu prostředí, jsou estetické a ekonomické. Téma této práce jsem si vybral, protože se rád zabývám řešením konkrétních problémů při návrhu skutečných konstrukcí, které by mě mohly potkat v praxi. Už od mládí mě zajímala problematika mostů a lávek, které jsem spolu s přáteli na venkově budoval. Díky tomu, že jsem vystudoval střední průmyslovou školu se strojírenským zaměřením, mám blízko k oceli, která mi jako stavební materiál vyhovuje. Patinující oceli považuji za stavební materiál budoucnosti a její využití je, nejen u mostních konstrukcí, velmi perspektivní.

Jelikož se jedná o lávku pro pěší, tak chodci budou hrát roli dominantního zatížení. Dále pak bude při návrhu uvažováno zatížení větrem, teplotou, vlastní tíhou a normovým vozidlem, které by se mohlo na lávce vyskytnout. Vlivem použití moderních materiálů o vysoké pevnosti bude lávka lehká, štíhlá a také, díky poměrně velkému rozpětí, bude významná harmonická odezva na zatížení. Pro správný návrh je důležité dodržení všech pravidel pro navrhování konstrukcí z patinujících ocelí. Důležitý je také předpoklad vlivu lidského faktoru, ke kterému se řadí například porušení předepsaných zásad pro užívání lávky, jako je zákaz užití chemických rozmrazovacích látek na lávce a v jejím okolí.

2. Patinující ocel

Základní specifickou vlastností ocelí se zvýšenou odolností proti atmosférické korozi (tzv. patinujících ocelí) je jejich schopnost tvořit, za vhodných atmosférických podmínek, na svém povrchu vrstvu oxidů (patiny), která významně zpomaluje rychlost koroze. Podobným příkladem může být vznik „měděnky“ na mědi, která byla vystavena vlivu atmosférických podmínek. První patinující ocel byla patentována a uvedena v roce 1933 v USA pod obchodním názvem Corten. V období po roce 1968 byly v ČSSR vyvinuty oceli s označením Atmosfix, které jsou svými charakteristikami srovnatelné s ocelmi Corten. Oceli Atmosfix byly v ČR využívány pro různé ocelové konstrukce i architektonická díla. Nejrozšířenější použití je u mostních konstrukcí a stožárů pro přenos vysokého napětí.

Patinující oceli nevyžadují další povrchové protikorozi ochrany, jsou tedy vhodné zejména pro konstrukce, kde by provádění a údržba povrchové ochrany byla značně finančně nákladná (např. chráněná krajinná území), obtížná (v horských oblastech, přemostění údolí) nebo nebezpečná pro zdraví a život pracovníků (např. nad elektrifikovanou tratí). To značně snižuje náklady na takovouto konstrukci, a to jak ve fázi realizace (úspora se pohybuje v rozmezí cca 2-10 % z nákladů), tak zejména ve fázi užívání – náklady na údržbu spojené s obnovou protikorozi ochrany jsou minimální. Tento ekonomický aspekt bývá nejvýznamnější při volbě patinujících ocelí jako hlavního materiálu pro konstrukci.



Obr. 1.: Příklad mostu z patinující oceli - Most na dálnici D47 přes Odru (www.okf.cz)

2.1. Vlastnosti patinujících ocelí

Patinující oceli jsou nízkolegované oceli obsahující malé množství Cr, Cu, Ni, P a dalších legujících prvků (Mg). Obsah legujících prvků běžně nepřesahuje hodnotu 2 %, některé nově vyvíjené patinující oceli však mají obsah legujících prvků vyšší (např. japonské oceli s obsahem niklu až 3 %). V současné době se ve světě vyrábí více než 30 typů patinujících ocelí. Důležitá je především vyváženost jednotlivých legujících prvků, tj. kombinace Cu-P-Cr.

Pro běžné konstrukce se používají především oceli pevnostní třídy S355, a to v jakostech S355J2WP (korozně výhodnější, plechy do 12 mm a tvarové tyče I, U, L) a S355J2W (pro výrobu svařovaných konstrukcí, plechy do tlouštěk 100 mm). Chemické složení a mechanické vlastnosti výrobků z patinujících ocelí jsou uvedeny v tabulkách.

| Jakost oceli | C | Si | Mn | P | S | Cr | Cu | Ni | Mo | Zr | obchodní značka oceli |
|--------------|------|------|------|-------|------|------|------|------|------|------|-----------------------|
| S355J2WP | 0,15 | 0,80 | 1,10 | 0,05 | 0,03 | 0,25 | 0,20 | 0,70 | | | Atmofix A |
| | max | max | max | 0,16 | max | 1,35 | 0,60 | max | | | Corten A |
| S355J2W | 0,19 | 0,55 | 0,45 | 0,035 | 0,03 | 0,35 | 0,20 | 0,70 | 0,35 | 0,17 | Atmofix B |
| | max | max | 1,60 | max | max | 0,85 | 0,60 | max | Max | max | Corten B |

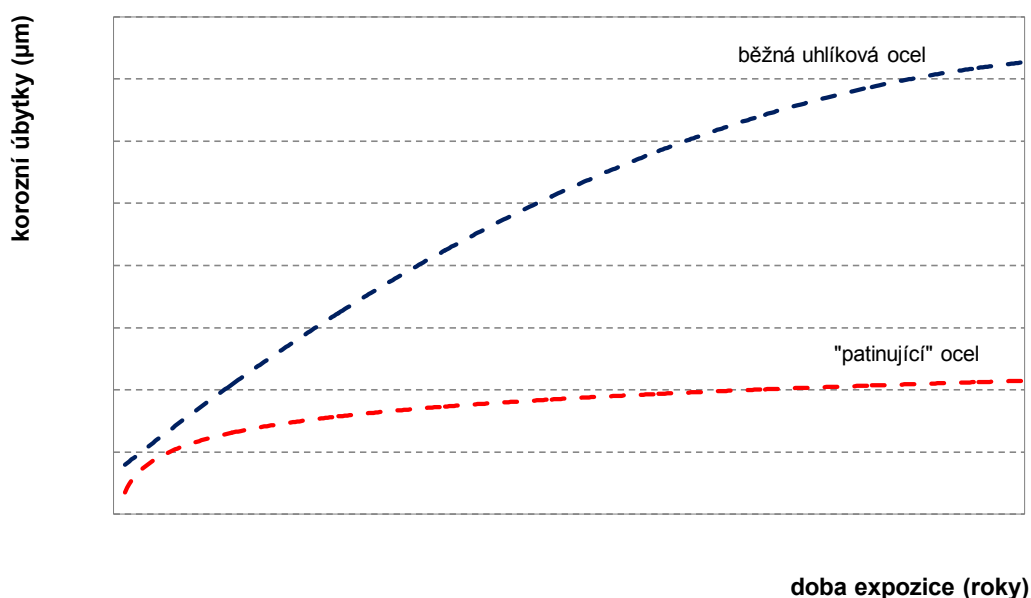
Tabulka 1. Chemické složení hotových hutních výrobků z patinujících ocelí S355W [12]

| Jakost oceli | Mez kluzu R_{eH} (MPa) | | | | | | Pevnost v tahu R_m (MPa) | | Tažnost A_5 (%) | | |
|--------------|-----------------------------|-----------|-----------|-----------|------------|------------|-------------------------------|------------|----------------------|-----------|------------|
| | ≤ 16 | > 16 | > 40 | > 63 | > 80 | > 100 | ≤ 100 | > 100 | ≤ 40 | > 40 | > 63 |
| | mm | ≤ 40 | ≤ 63 | ≤ 80 | ≤ 100 | ≤ 150 | mm | ≤ 150 | mm | ≤ 63 | ≤ 150 |
| S355J2WP | 355 | 345 | | | | | 470 - 630 | | 20 | | |
| S355J2W | 355 | 345 | 335 | 325 | 315 | 295 | 470 - 630 | 450 - 600 | 20 | 19 | 18 |

Tabulka 2. Mechanické vlastnosti hutních výrobků z patinujících ocelí S355W [12]

2.2. Korozní odolnost patinujících ocelí

Počáteční rychlost koroze patinujících ocelí je přibližně stejná jako u běžných konstrukčních uhlíkových ocelí. Vyšší odolnost proti atmosférické korozi se projeví až po určité době. Tvorba ochranné vrstvy korozních produktů, tzv. „patiny“ je podmíněna cyklickým působením mokrých a suchých period. Ve vhodných atmosférických podmínkách (uplatňuje se i vliv znečištění ovzduší) vzniká postupně pevná a přilnavá vrstva korozních produktů, která zpomaluje korozní proces (viz obr. 2). Vrstva patiny se vyvíjí postupně a ustálených vlastností dosahuje cca po 3 až 5 letech. Struktura, barva i ochranná funkce patiny závisí na vlastnostech prostředí a konstrukčním uspořádání. Základními vlastnostmi patiny jsou především vyšší kompaktnost a nižší poréznost ve srovnání s běžnou korozní vrstvou, více amorfních podílů, místní nahromadění sloučenin legujících prvků, apod. Tloušťka vrstvy patiny dosahuje max. 200 μm , průměrné tloušťky jsou cca 100 μm .



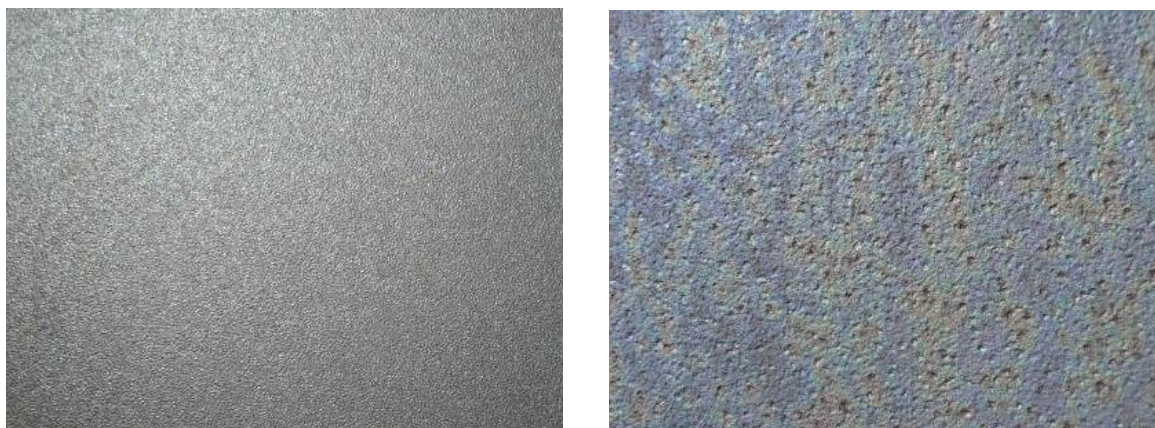
Obr. 2: Příklad korozních úbytků uhlíkové a patinující oceli v průmyslovém prostředí ČR [12]

Hlavní složky korozních produktů oceli jsou goethit $\alpha\text{-FeOOH}$ (nejstabilnější fáze), akaganeit $\alpha\text{-FeOOH}$, lepidokrokit $\gamma\text{-FeOOH}$, magnetit Fe_3O_4 a také amorfni a nestechiometrické sloučeniny. Na základě porovnání poměru jednotlivých sloučenin ve vrstvě patiny byl definován index PAI (Protective Ability Index), který je kvantitativním kritériem ochranné účinnosti patiny [12]. Ochranná účinnost vzniklých vrstev oxidů závisí zejména na jejich schopnosti bránit proniku agresivního prostředí vrstvou a snižovat

významně korozní rychlost. V běžných atmosférických podmínkách (korozní agresivita stupně C3) se v období cca 3 – 4 roky expozice sníží korozní rychlost patinujících ocelí na hodnoty 5 – 7 $\mu\text{m.r}^{-1}$ na rozdíl od běžných konstrukčních uhlíkových ocelí, u kterých se sníží pouze na hodnotu 25–30 $\mu\text{m.r}^{-1}$.

Pro příznivý náběh tvorby patiny je třeba přiměřená čistota povrchu konstrukce, které lze dosáhnout zejména tryskáním válcovaného povrchu. Zpočátku vzniká oranžová až světle hnědá patina ve vrstvě o tloušťce 50-100 μm , tuto vrstvu je vhodné chránit co nejlépe proti kontaminaci stavebními materiály, které by zpomalily další postup vývoje patiny. Postupně patina tmavne do tmavě hnědé barvy, někdy až s odstínem fialové. Takováto vrstva patiny snižuje korozní rychlost základního materiálu na přijatelnou hodnotu, ale nikdy zcela nezastaví, protože koroze je trvalý proces. V průběhu životnosti konstrukce se tedy tloušťka průřezu postupně zmenšuje.

Vzhled patiny závisí na umístění prvku v rámci konstrukce. Patina na přímo ovlhčovaných plochách je hrubší, její povrch je kompaktnější a více přilnavý. Na nepřímo ovlhčovaných plochách je patina světlejší s rovnoměrnějším povrchem, její vznik je pomalejší. Na plochách ve vnitřním prostředí vzniká jen tenká vrstva rzi, která většinou neplní zcela ochrannou funkci patiny. Korozní rychlost je však v porovnání s vnějším prostředím minimální.



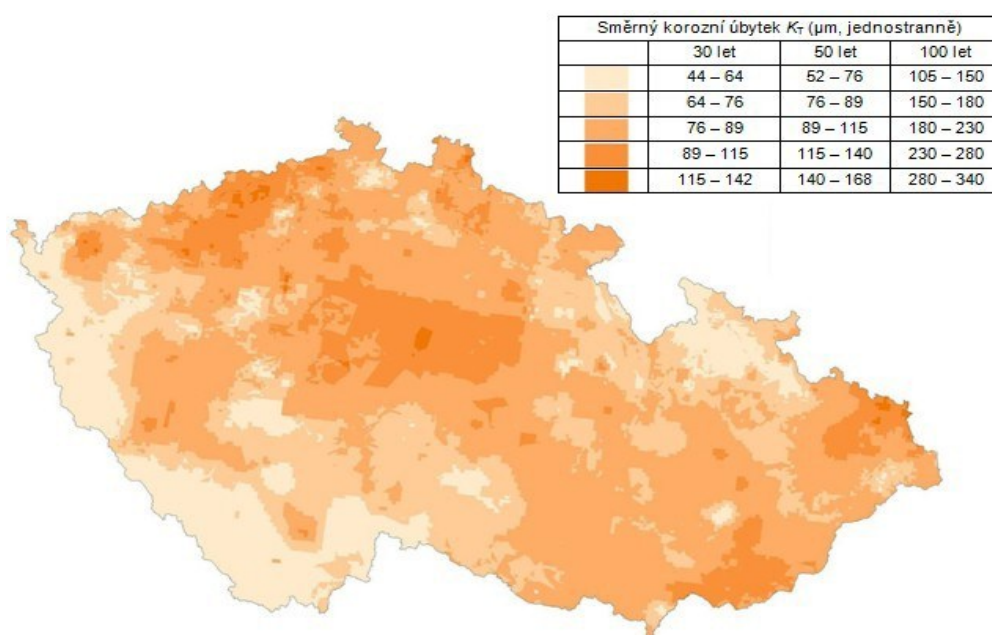
Obr. 3.: Vzhled ochranné patiny na přímo ovlhčovaných plochách [12]



Obr. 4.: Vzhled ochranné patiny na nepřímo ovlhčovaných plochách [12]

Korozní rychlost konkrétní konstrukce (a z ní vycházející výpočet korozního úbytku) závisí na mnoha faktorech. Je to zejména lokalita umístění konstrukce (korozní agresivita konkrétního prostředí), mikroklimatické vlivy (umístění prvku v rámci konstrukce – zda jde o přímo nebo nepřímo ovlhčovaný prvek, svislý nebo vodorovný, dále pak vliv okolní vegetace (vodní překážky atd.), použitý materiál (ocel S355J2W má vyšší korozní rychlost než S355J2WP). Významný vliv má i kvalita kontroly a údržby konstrukce.

Korozní rychlost se stanovuje pro určení směrného korozního úbytku K_T . Ten lze vypočítat, nebo odečíst z mapy (viz obr. 5), nebo je možné využít specializovaný software. Návrhová hodnota korozního úbytku K_T se pak používá pro výpočet minimálního korozního přírůstku prvku Δt_{\min} .



Obr. 5.: Mapa směrnych korozních úbytků při úrovni znečištění SO_2 v r. 2010 [12]

2.3. Navrhování konstrukcí z patinujících ocelí

Pro konstrukce z patinujících ocelí platí stejné konstrukční zásady jako pro konstrukce z běžných uhlíkových konstrukčních ocelí. Musí však svým uspořádáním a řešením detailů vytvořit vhodné podmínky pro tvorbu ochranné patiny. To znamená, že by se v žádném místě konstrukce neměla hromadit voda, prach, uvolněné korozní produkty a ani jiné nečistoty, jejichž přítomnost by nepříznivě ovlivnila tvorbu vrstvy patiny. Konstrukce by měla být snadno kontrolovatelná a očistitelná proudem vody nebo jiným způsobem. Nejvhodnější jsou konstrukce jednoduchého tvaru, bez složitého členění. Musí se dávat pozor na vznik bimetalické (galvanické) koroze a to zejména při použití pozinkovaných šroubů a jiných součástí konstrukce.

Pro spoje prvků jsou upřednostňovány svary (průběžné nebo celoobvodové), přednostně pak tupé svary. Při použití šroubových spojů musí být zajištěna jejich těsnost, používají se především předeprnuté vysokopevnostní šrouby s minimálními roztečemi. V každém případě musí být veškeré spáry utěsněné. Při nedodržení tohoto požadavku vzniká nebezpečí vzniku spárové koroze, při které objemné korozní produkty svým působením otevírají spáru a postupující koroze může znehodnotit přípoj a poškodit tak celou konstrukci, což je u konstrukcí závažné.



Obr. 6.: Příklady svarů poškozených spárovou korozí [12]

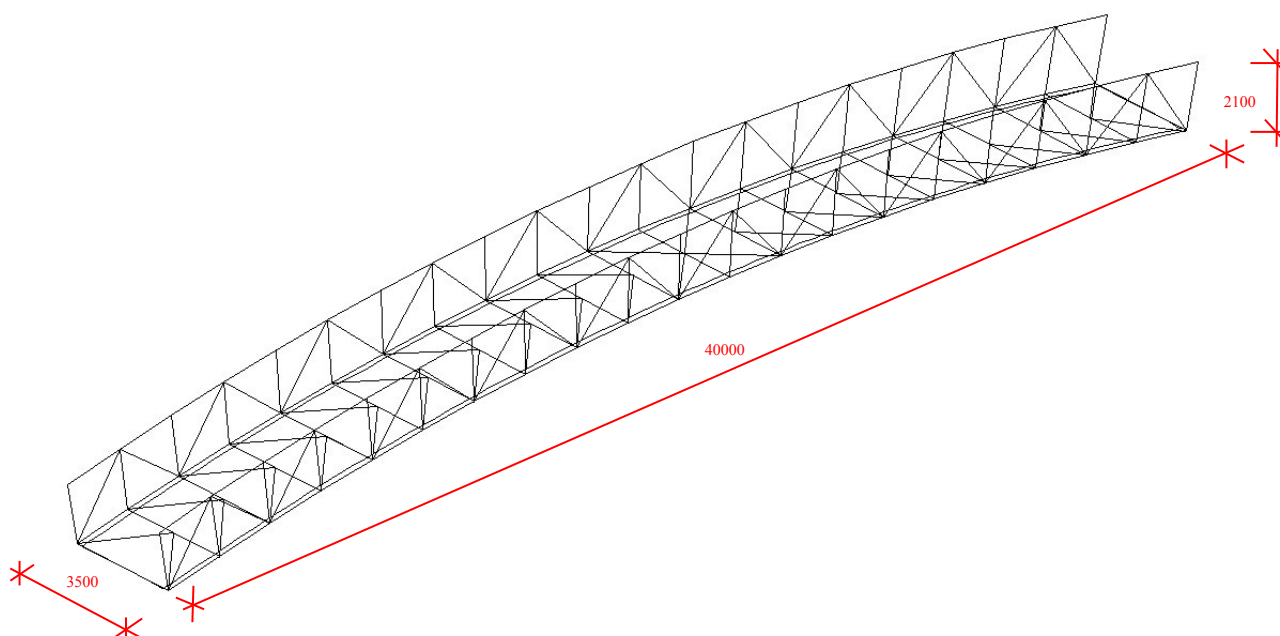
Při řešení detailů konstrukce je třeba dbát na to, aby na konstrukci nevznikaly kouty a rohy, ve kterých by se mohly hromadit nečistoty a voda, které by měly nepříznivý vliv na vývoj ochranné vrstvy patiny a tím pádem na stav a bezpečnost celé konstrukce. Toho lze dosáhnout pomocí použití vhodných konstrukčních úprav detailů takových potenciálně nebezpečných míst (např. použití šikmých plechů viz obr. 7), použitím vhodných tvarů profilů pro daný prvek (např. příčných výztuh plnostěnných nosníků) nebo vhodnou orientací prvků v konstrukci (zejména úhelníků).



Obr. 7.: Použití šikmého plechu u výztuhy (vpravo) a u dolní pásnice nosníku (vlevo) [12]

3. Návrh a posouzení lávky

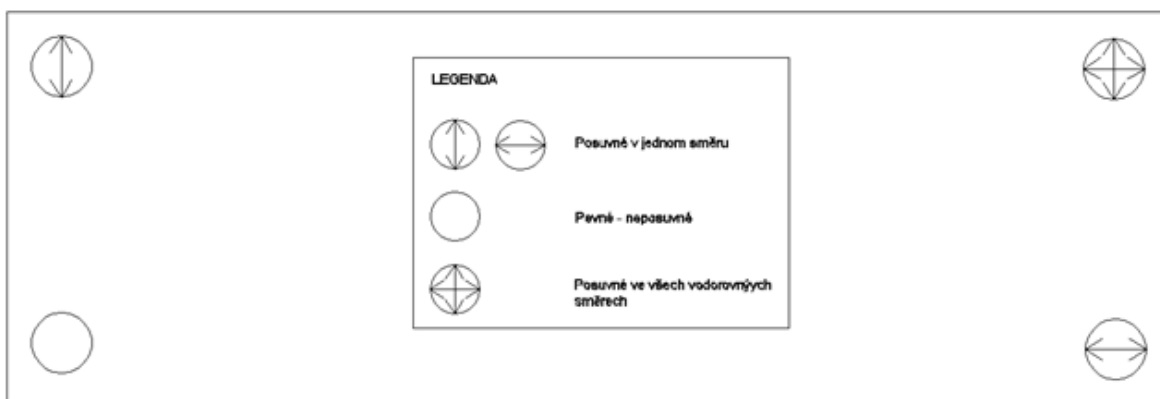
Cílem bakalářské práce je návrh a posouzení lávky pro pěší z patinující oceli. Vzhledem k možnostem a výhodám použití tohoto typu oceli byla zvolena oblouková příhradová lávka s dolní mostovkou. Při navrhování byly dodržovány zásady uvedeny v [2]. Délka byla zvolena 40,0 metrů, výška nosné konstrukce 2,1 m, nadvýšení oblouku 2,0 m a šířka lávky 3,5 m (viz obr. 8).



Obr. 8.: Základní rozměry konstrukce lávky

Nosnou konstrukci tvoří dva příhradové oblouky tvořeny trubkovými profily, které jsou pod mostovkou propojeny příčníky, konkrétně IPE profily, a společně tvoří tuhé polorámy zajišťující dostatečnou tuhost horního pásu před vybočením. Mostovka je tvořena železobetonovou deskou, která je pomocí ocelových trnů spřažena s nosnou konstrukcí. Jako ztracené bednění je použit trapézový plech. Navrženo je i zavětrování mezi příčníky, které je tvořeno trubkovými profily.

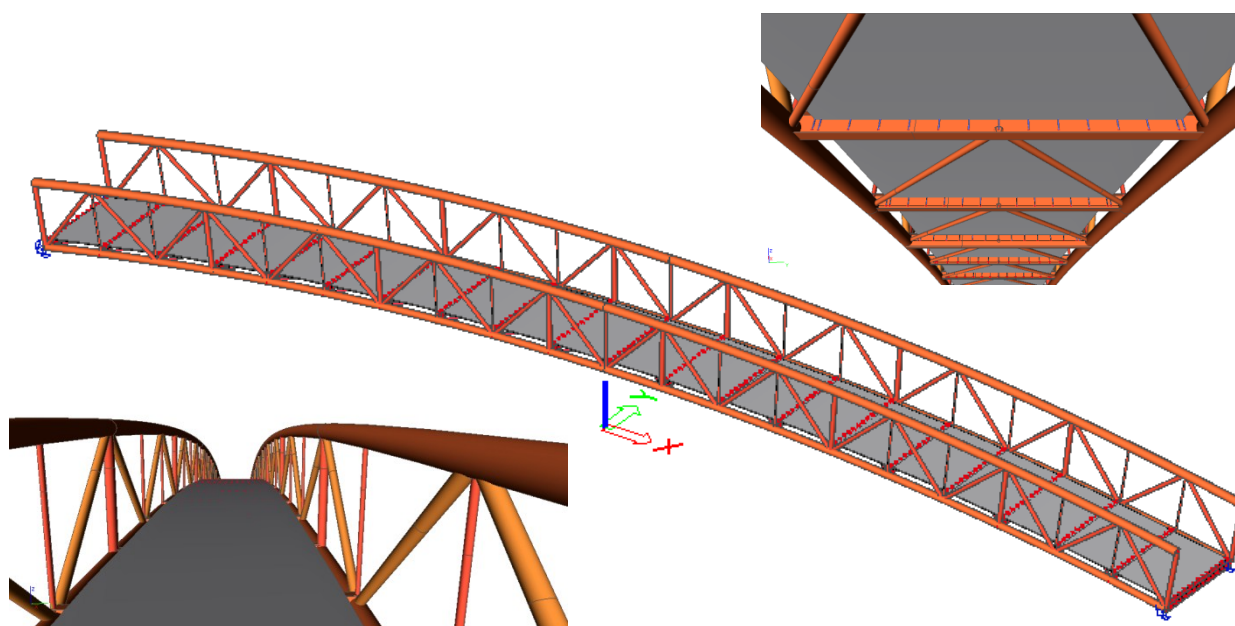
Podpory konstrukce jsou kloubové, na jedné straně posuvné, není tedy využíváno klenbového efektu oblouku, protože by vznikaly velké vodorovné síly do základové konstrukce z důvodu malého nadvýšení oblouku. Schéma uložení konstrukce je znázorněno na obr. 9.



Obr. 9.: Schéma uložení konstrukce lávky

3.1. Výpočetní model konstrukce

Ve výpočetním programu SCIA Engineer 2011.1 byl vytvořen 3D model konstrukce a jednotlivé, detailně zkoumané a ověřované části i ve 2D. Detailně byla zkoumaná především stabilita horního tlačného pásu, dynamika a kontrola správnosti (podobnosti) výsledku 2D a 3D modelu. 3D model konstrukce byl modelován za účelem vyhodnocení co nejreálnějšího chování konstrukce lávky. Konkrétně bylo například modelováno spřažení železobetonové desky s nosnou konstrukcí pomocí spřahovacích trnů, což představovalo skutečný stav. Dalším důležitým prvkem modelu je lokální působení zatížení nápravy normového vozidla na desku lávky.



Obr. 10.: 3D model konstrukce

Konstrukce lávky byla vymodelována jako prutová konstrukce. Klouby na modelu konstrukce nejsou použity z důvodu simulování pevných svarových spojů. Důsledkem je pak zkrácení vzpěrné délky prutů. Aby bylo dosaženo reálného působení, jsou do konstrukce vneseny excentricity, a to jak pomocí funkcionalit, tak prostřednictvím velmi tuhých, nehmotných „ramen“, které například u desky zároveň simulují funkci spřahovacích trnů. Prostřednictvím spřahovacích trnů je deska (skořepina) kotvena k příčnícím.

Při tvorbě optimálního modelu, který by nejlépe vystihoval skutečnost, bylo vytvořeno několik variant způsobu připojení desky k nosné konstrukci lávky. První variantou byl model, ve kterém byla deska pouze položena na příčnících a ukotvena v krajních příčnících. Druhou variantou byl model, ve kterém byla deska monoliticky propojena s příčníky. Poslední variantou byl model, kde byla deska připojena k příčnícím pomocí vymodelovaných spřahovacích trnů, které zároveň simulovaly skutečnou excentricitu mezi osou příčnících a desky.

Při analýze výsledků vnitřních sil a napětí při zatížení konstrukce se reálnému působení nejvíce přibližovala poslední varianta, protože deska nosnou konstrukci ztužovala a přenášela malou část zatížení, tak jak by tomu mohlo být ve skutečnosti. U první varianty deska s konstrukcí nespoleupůsobila, neztužovala ji, ale pouze přitěžovala její tíhou. U druhé varianty deska s konstrukcí spoleupůsobila až moc. Byla by tažená vlivem umístění mezi spodními pásy příhradových nosníků. Při návrhu dolních pásu příhradové nosné konstrukce by pak mohlo dojít k poddimenzování vlivem toho, že v modelu by v nich byly menší normálové síly než by mohly být ve skutečnosti, protože značnou část by dle modelu přenášela deska. Pro ukázkou jaké a jak velké rozdíly v jednotlivých modelech nastávaly, byly vybrány některé hodnoty velikosti vnitřních sil, a to konkrétně normálových sil na dolních a horních pásech nosné ocelové příhradové konstrukce. Konstrukce byla vždy stejně zatížena, a to pouze vlastní tíhou.

První varianta (deska pouze položena na příčnících):

Maximální tlak: -593,6 kN

Maximální tah: 899,53 kN

Druhá varianta (deska zmonolitněna s příčníky):

Maximální tlak: -597,9 kN

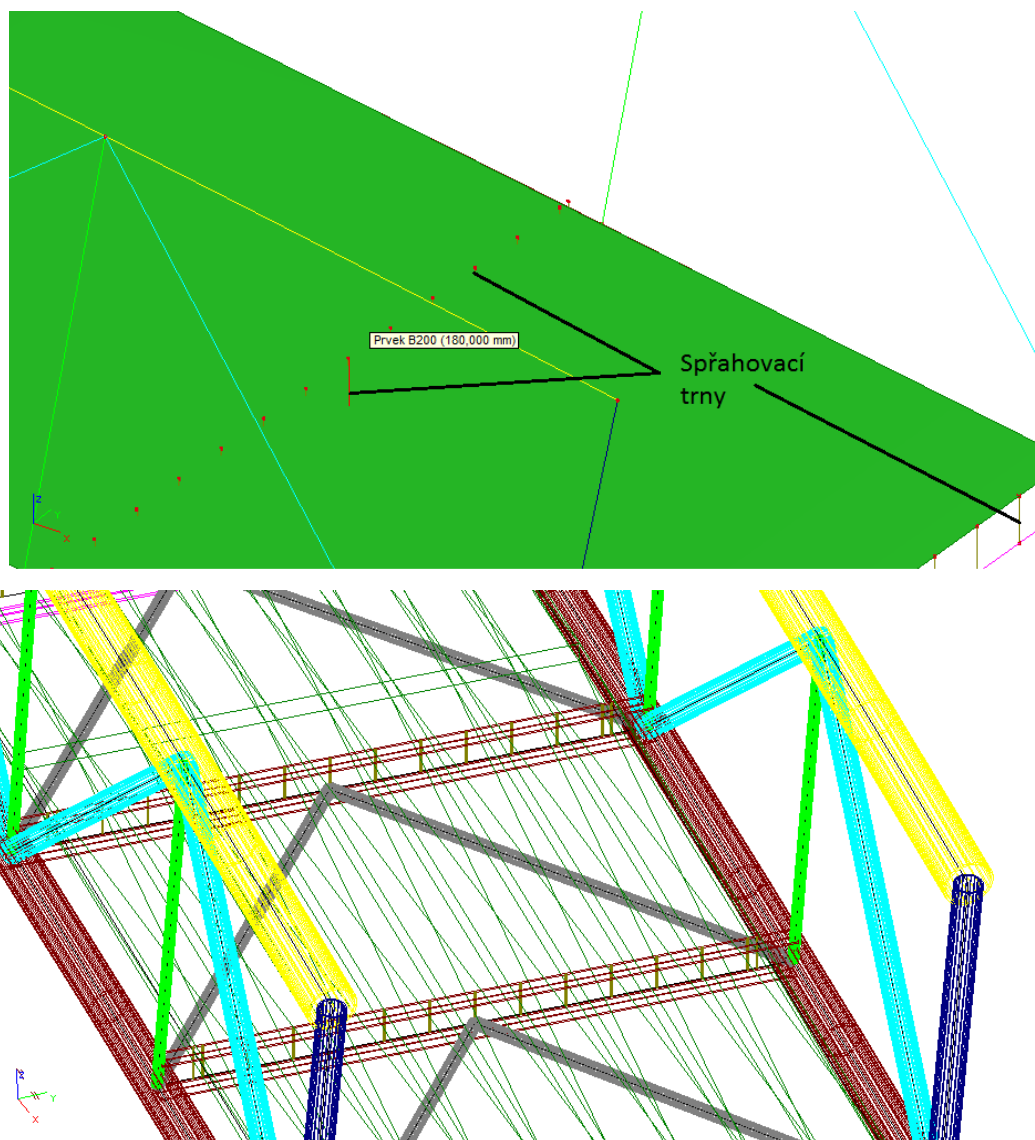
Maximální tah: 342,53 kN

Poslední varianta (deska propojena k příčnícím pomocí spřahovacích trnů):

Maximální tlak: -589,7 kN

Maximální tah: 592,53 kN

Jako neoptimálnější se tedy jeví poslední možnost, a to model s trny, ve kterém je poměr vnitřních sil poměrně vyvážen a odpovídá stavu, kdy železobetonová deska nebude přenášet velké vnitřní síly, ale zároveň nezůstane nevyužita a pomůže ocelové nosné konstrukci přenést část zatížení.



Obr. 11.: Detail upevnění desky ke konstrukci pomocí spřahovacích trnů

3.2. Zatížení konstrukce

U návrhu konstrukce je uvažován vliv stálého zatížení, to je vlastní tíhy nosné ocelové konstrukce, betonové desky a příslušenství lávky. Dále pak vliv proměnného klimatického zatížení větrem a teplotou, proměnného zatížení obslužným vozidlem. Vliv dynamických zatížení skupinky chodců je řešen v kapitole 4.

Zatížení je vždy uvažováno dle [3] tak, aby vzniklé kombinace zatížení pokryly veškeré možnosti, které by na konstrukci mohly vzniknout. U této problematiky bylo využíváno principů příčinkových čar, Šolinova a Břemenového kritéria dle [1] pro nejnepříznivější umístění zatížení na konstrukci a následných možností kombinací zatížení pro výpočet vnitřních sil a deformací konstrukce lávky.

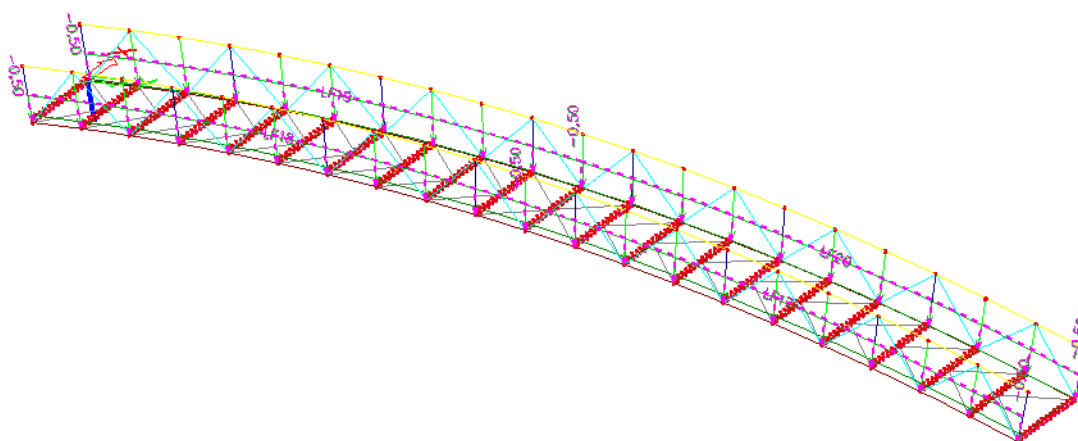
3.2.1. Zatížení stálé

Stálé zatížení působící na konstrukci je tvořeno především působením vlastní tíhy navržené konstrukce. Největší podíl na tomto zatížení má ocelová nosná konstrukce a železobetonová deska. Dalším stálým zatížením je příslušenství mostní konstrukce, jako je zábradlí a odvodňovací kanály.

Vlastní tíha byla spočítaná pomocí výpočetního programu a jeho funkce (viz obr. 12) a zatížení příslušenstvím bylo uvažováno jako spojité zatížení na dolní pásnici nosné ocelové konstrukce o velikosti 0,5 kN/m (viz obr. 13).

| | |
|------------------|-------------------------|
| Jméno | Vl. tíha |
| Popis | Vlastní tíha konstrukce |
| Typ působení | Stálé |
| Skupina zatížení | LG1 |
| Typ zatížení | Vlastní tíha |
| Směr | -Z |

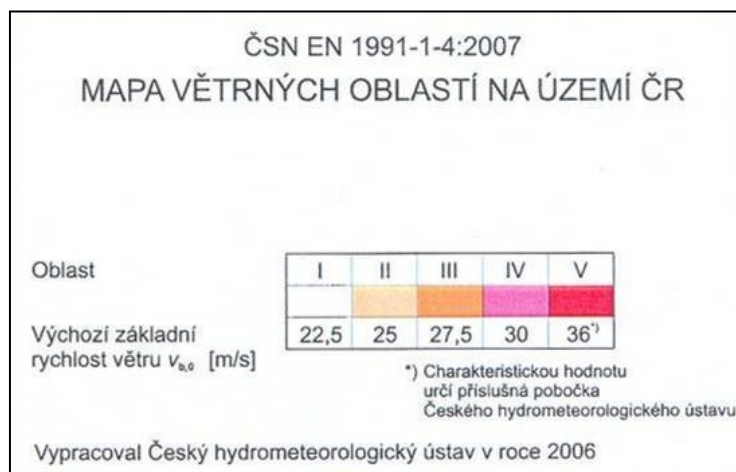
Obr. 12.: Zatížení vlastní tíhou konstrukce



Obr. 13.: Zatížení příslušenstvím mostní konstrukce (zábradlí, odvodnění)

3.2.2 Zatížení větrem

Zatížení větrem na konstrukci bylo spočítáno dle [5]. Vítr může na konstrukci působit ze všech směrů, avšak rozhodující vliv má vítr kolmý k mostovce a vítr boční. V kombinacích zatížení však bylo uvažováno se všemi možnostmi.

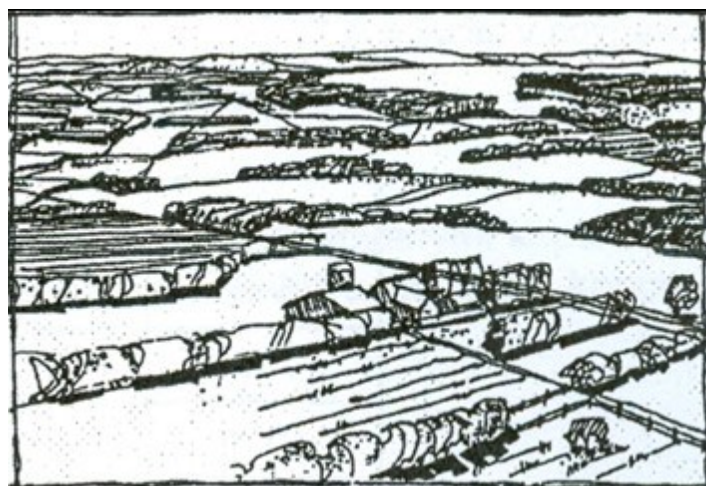


Obr. 14.: Mapa větrných oblastí [5]

$$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$$

$$v_b = c_{\text{dir}} \cdot c_{\text{season}} \cdot v_{b,0} = 25 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Kategorie terénu je uvažována jako II, což představuje krajinu s nízkou vegetací jako je tráva nebo izolované překážky. Tato kategorie představuje druhý nejnepríznivější vliv krajiny na zatížení větrem.



Obr. 15.: Ukázka zvoleného terénu (II. kategorie) [5]

$$z_0 = 0,05m$$

$$z_{\min} = 2m$$

$$c_r = k_r \cdot \ln \frac{z}{z_0} = 1,098$$

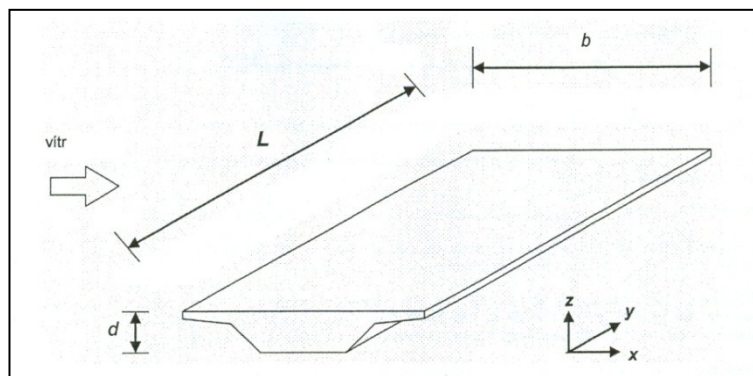
$$c_0 = 1$$

$$v_m = c_r \cdot c_0 \cdot v_b = 27,44m/s$$

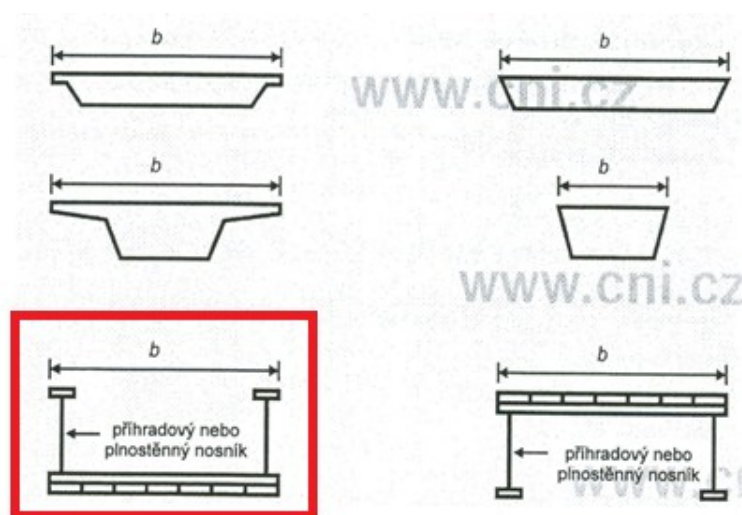
$$I_v = \frac{k_1}{c_0 \cdot \ln \frac{z}{z_0}} = 0,173$$

$$q_p = [1 + 7 \cdot I_v] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2 = 0,95kN/m^2$$

Výpočet zatížení větrem na konstrukci se po tuto část neliší od běžného výpočtu zatížení větrem na pozemní stavby. Zatížení větrem na mostní konstrukci je počítáno ve směru x – vítr fouká z boku, do směru y – vítr fouká podél konstrukce mostu a do směru z – vítr fouká kolmo k ose konstrukce. Síly větru působící ve směru x a y nepůsobí současně a síly větru ve směru z, se mají uvažovat současně se silami vznikajícími v jakémkoli směru, pokud jsou nepříznivé.



Obr. 16.: Směry zatížení větrem na mostech [5]



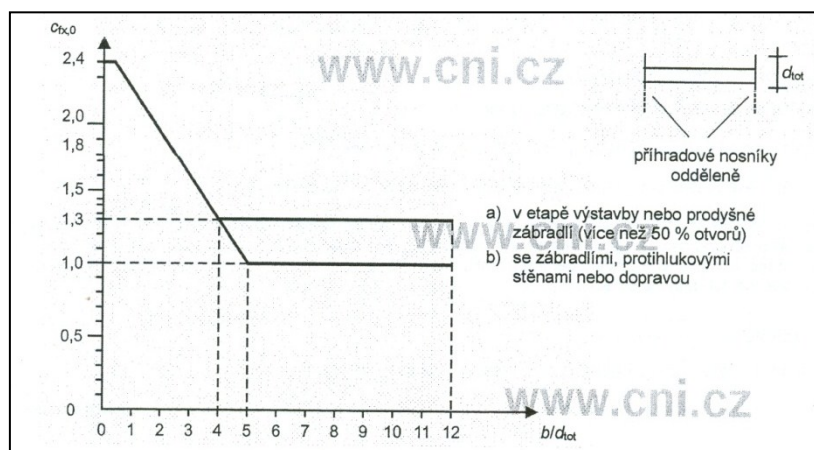
Obr. 17.: Příklady průřezů obvyklých hlavních nosných konstrukcí mostu [4]

Zatížení větrem ve směru X:

Pro výpočet síly působící v tomto směru je zapotřebí znát hodnoty součinitele $c_{fx,0}$, který se odečte z grafu (viz obr. 18) pomocí známého poměru $\frac{b}{d_{tot}}$ (viz obr. 17 a 18).

$$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{3,5}{2,1} = 1,67$$

$$c_{fx} = c_{fx,0} \cong 2,1$$



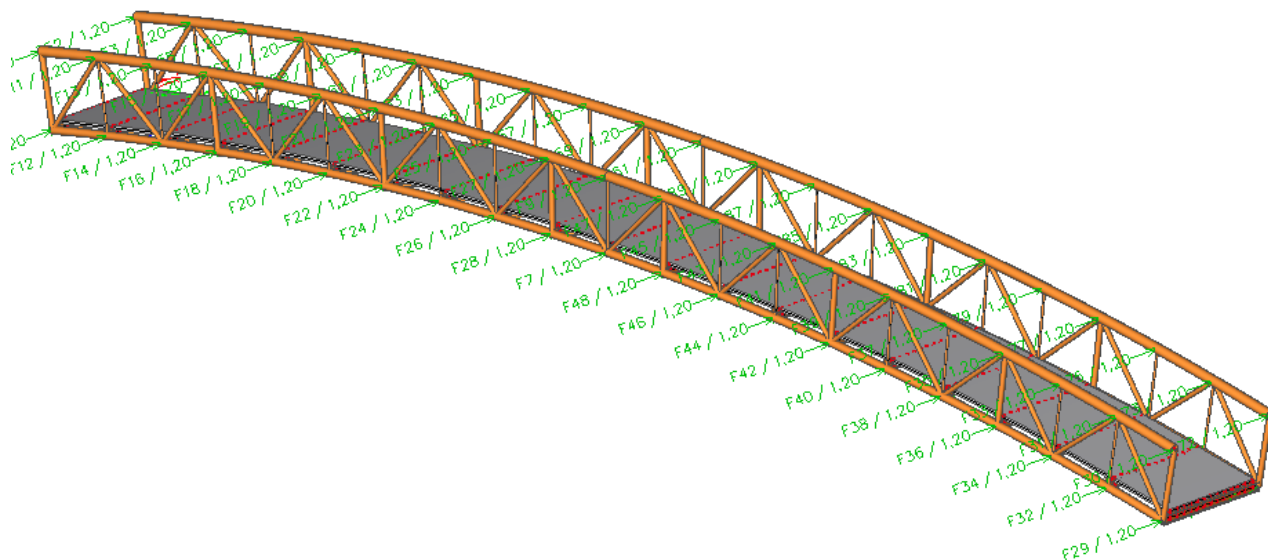
Obr. 18.: Součinitel síly pro mosty $c_{fx,0}$ [5]

Jako další potřebný prvek pro výpočet síly působící ve směru x je referenční plocha $A_{ref,x}$, která je spočítaná z plochy konstrukce vzdorující větru v tomto směru. Zároveň musí platit, že celková referenční plocha nemá přesahovat plochu získanou uvažáním ekvivalentního trémového nosníku stejné celkové výšky, zahrnujícího průměty všech částí, což je splněno. Výška ocelové nosné konstrukce je 2,1 m. Referenční plocha $A_{ref,x}$ je konkrétně v tomto případě spočítaná jako plocha prvků nosných příhradových oblouků.

$$A_{ref,x} = 2,0 \cdot 25,5 = 51,0 \text{ m}^2$$

$$F_{wx} = q_p c_{fx} A_{ref,x} = 0,95 \cdot 2,1 \cdot 51,0 = 101,45 \text{ kN}$$

Celková síla působící ve směru x F_{wx} je rozpočítaná na všechny uzly tak aby simulovala skutečné působení zatížení větrem. Konkrétně je na konstrukci 84 uzlů a do každého uzlu bude působit síla o velikosti 1,2 kN. Vítr může působit i opačně, je proto tedy na konstrukci započítána hodnota zatížení 1,2 kN i -1,2 kN v příslušných zatěžovacích stavech.



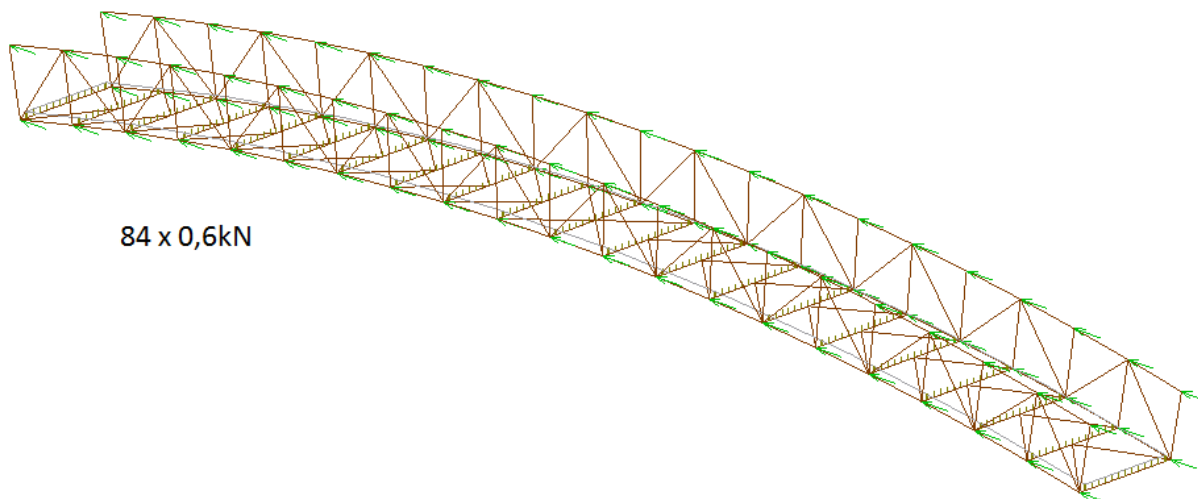
Obr. 19.: Skutečné zatížení konstrukce větrem ve směru x

Zatížení větrem ve směru Y:

Dle [5] je síla ve směru y rovna pro příhradové konstrukce 50 % síly působící na konstrukci ve směru x.

$$F_{wy} = 0,5F_{wx} = 50,725 \text{ kN}$$

Zatížení je rovněž rozpočítáno do styčníků (uzlů) konstrukce, konkrétně působí na každý uzel síla o velikosti 0,6 kN. Byly vytvořeny dvě alternativy tohoto zatížení a to ve směru znázorněném na obr. 20 a ve směru opačném (0,6 kN a -0,6 kN).



Obr. 20.: Skutečné zatížení konstrukce větrem ve směru y

Zatížení větrem ve směru Z:

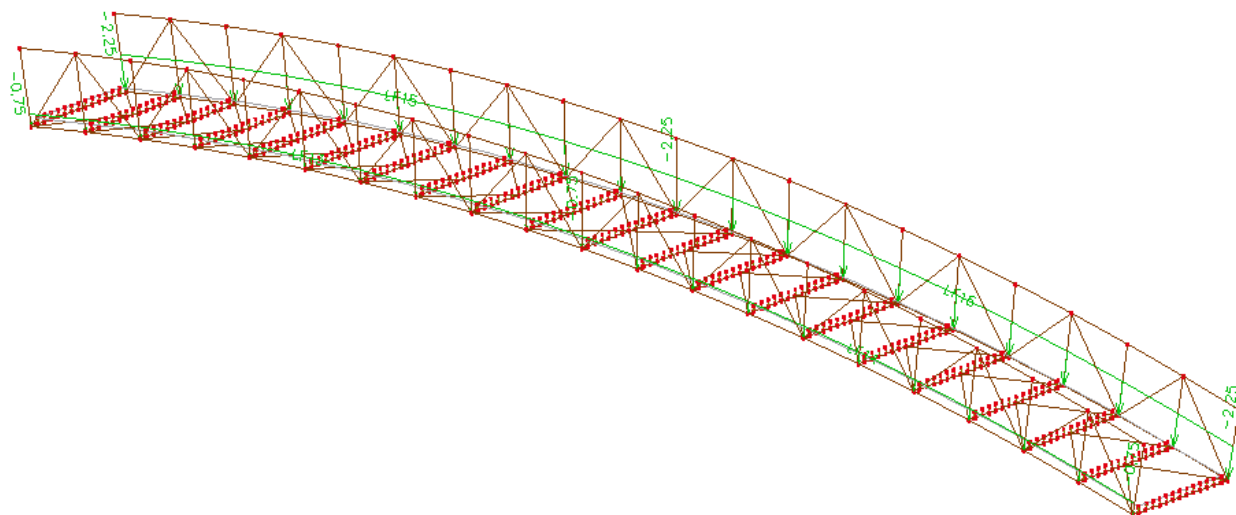
V tomto směru působí zatížení kolmo na mostovku lávky. V případě absence modelových zkoušek ve větrném tunelu lze jako doporučené hodnoty brát $c_{f,z} = \pm 0,9$ nebo alternativně určit podle obr. 8.6 v [5]. Referenční plocha $A_{ref,z}$ je rovna průmětu plochy mostovky. Abychom dosáhli nepříznivého vlivů větru na konstrukci v tomto směru, je zapotřebí vnést excentricitu, kterou můžeme nastavit jako $e=b/4$.

$$A_{ref,z} = b L = 3,4 \cdot L$$

$$F_{wz} = q_p c_{f,z} A_{ref,z} = \pm 0,95 \cdot 0,9 \cdot 3,5 \cdot L = \pm 3,0 L \text{ kN/m}$$

$$F_{1wz} = 0,75 F_{wz} = \pm 2,25 \text{ kN/m}$$

$$F_{2wz} = 0,25 F_{wz} = \pm 0,75 \text{ kN/m}$$

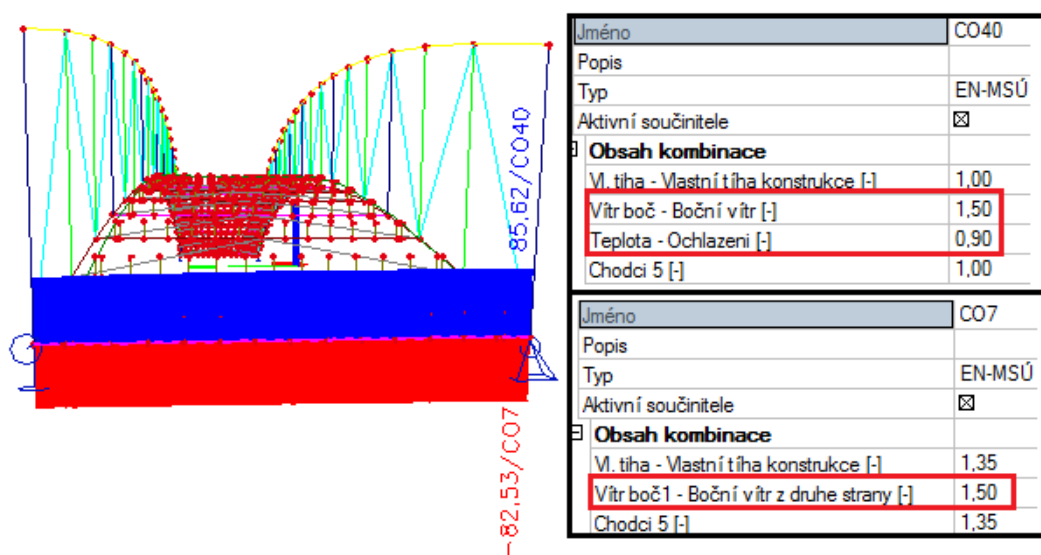


Obr. 21.: Skutečné zatížení konstrukce větrem ve směru z shora

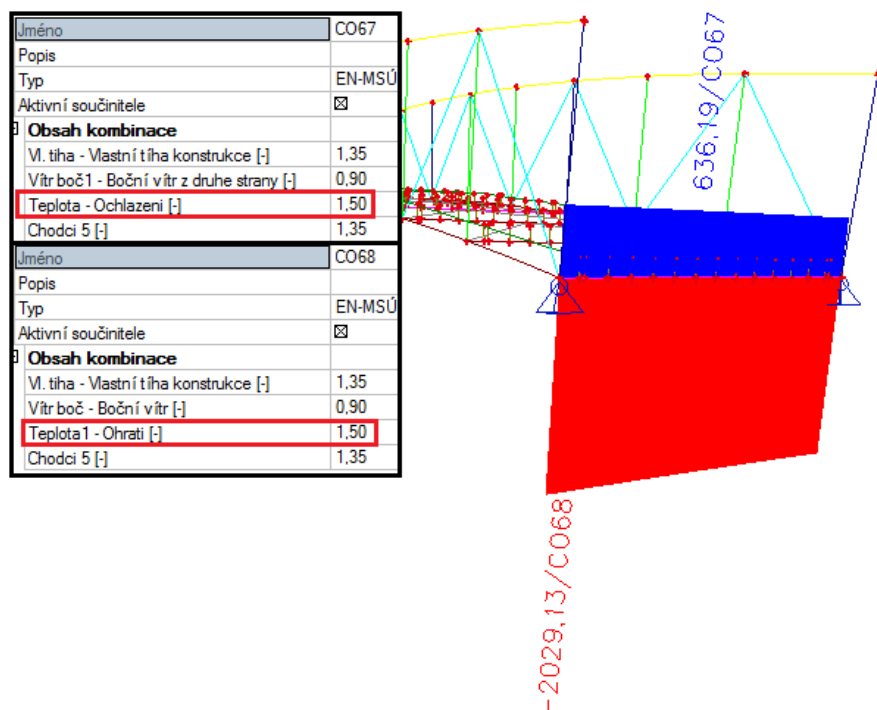
Zatížení bylo zadáno jako rovnoměrné spojitě na dolní pásy ocelové nosné konstrukce a byly uvažovány 4 různé alternativy tohoto zatížení (shora, shora s jinou excentricitou, ze spod a zespod s jinou excentricitou).

3.2.3 Zatížení teplotou

Vliv teploty na ocelové konstrukce není zanedbatelný. Tento typ zatížení slouží pro určení posunů konstrukce a následně pro návrh ložisek, na která bude nosná konstrukce lávky uložena. Pokud by bylo bráněno v roztahování a smršťování konstrukce lávky, vznikala by velká napětí, která by měla za následek porušení nosných prvků konstrukce nebo ložisek či základů viz obr. 22 (rozhoduje vítr) a obr. 23 (rozhoduje teplota). Umístění konstrukce je uvažováno na většině míst v ČR, návrh je tedy prováděn na nejhorší možné zatížení teplotou.

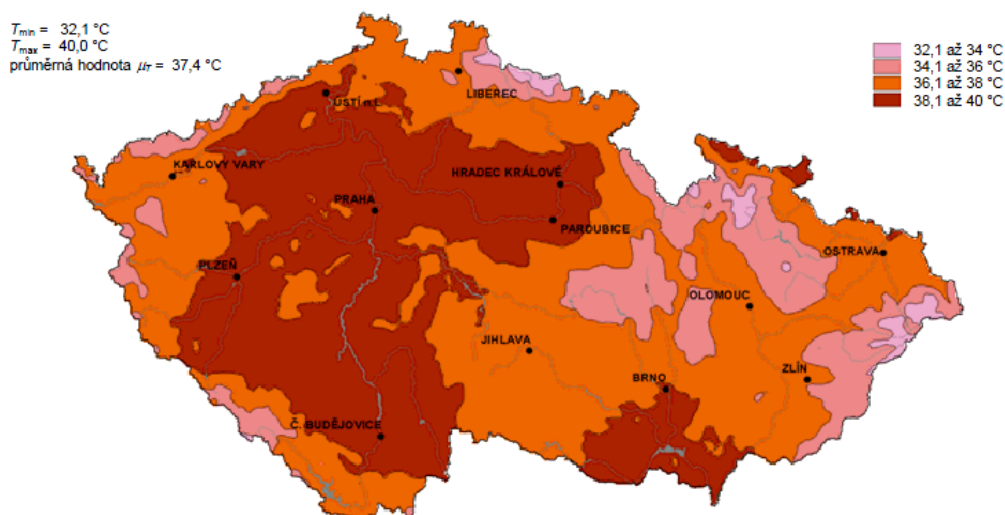


Obr. 22.: Normálové síly v příčniku při umožnění posunu vlivem zatížení teploty



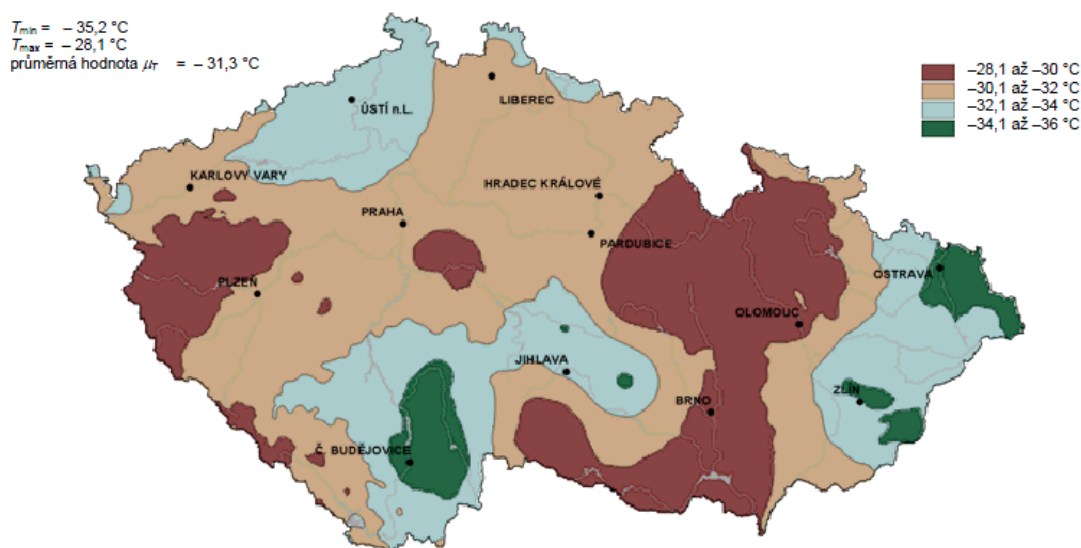
Obr. 23.: Normálové síly v příčniku při zabránění posunu ve všech směrech

Hodnoty maximální teploty vzduchu ve stínu, která je překročena ročními maximy s pravděpodobností 0,02.



Obr. 24.: Mapa maximálních teplot vzduchu v ČR měřených ve stínu [6]

Hodnoty minimální teploty vzduchu ve stínu, která je překročena ročními minimy s pravděpodobností 0,02.



Obr. 25.: Mapa minimálních teplot vzduchu v ČR měřených ve stínu [5]

Výpočet zatížení teplotou je proveden dle [6]:

Léto: $T_{max} = 40^{\circ}\text{C}$

Zima: $T_{min} = -36^{\circ}\text{C}$

Průměrná teplota nosného prvku konstrukce, který má tmavý povrch:

$T_5=42^{\circ}\text{C}$... pokud je konstrukce umístěna na jihu, západě (nejhorší varianta)

Léto: $T = T_{max} + T_5 = 82^{\circ}\text{C}$

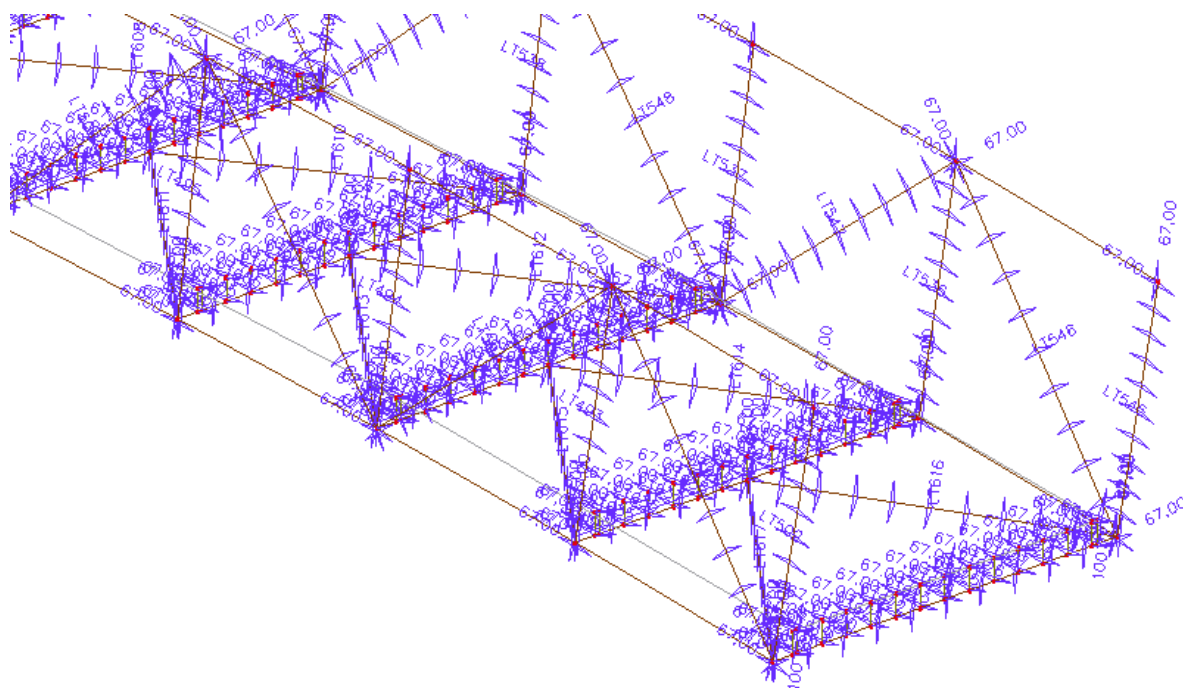
Zima: $T = T_{min} = -36^{\circ}\text{C}$

Rovnoměrná složka teploty:

- předepsaná montážní teplota: $T_0 = 15^\circ\text{C}$

Léto: $\Delta T_N = T - T_0 = 67^\circ\text{C}$

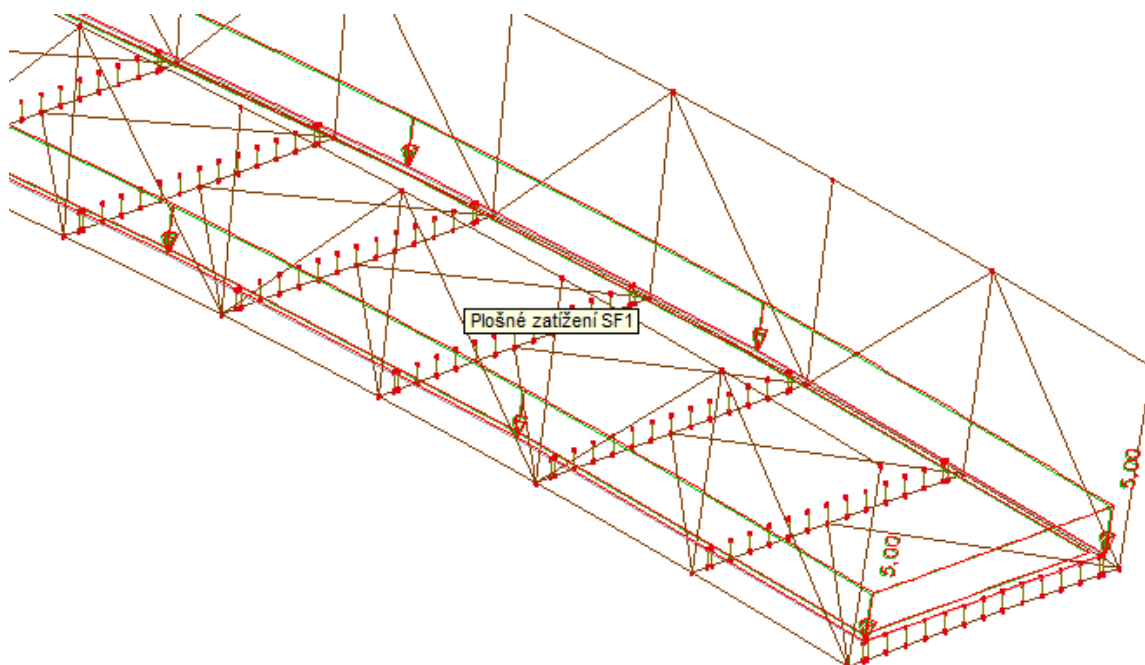
Zima: $\Delta T_N = T_0 - T = -21^\circ\text{C}$



Obr. 26.: Detail skutečného zatížení lávky ohřátím

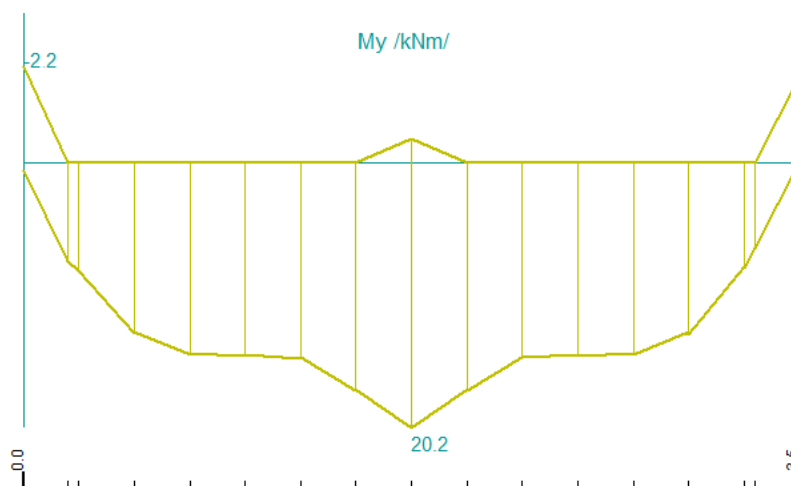
3.2.4 Zatížení chodci a vozidlem

Pro návrh nosné konstrukce lávky je rozhodující zatížení chodci. Pro návrh železobetonové desky a příčníků je rozhodujícím zatížením zatížení vozidlem. Velikost zatížení chodci činí dle [4] 5 kN/m^2 desky a je umístěno rovnoměrně po celé ploše. Tím vyvozuje největší účinky zatížení na nosnou konstrukci. Byly testovány varianty nerovnoměrného rozložení tohoto zatížení na konstrukci, avšak žádná z variant nevyvozovala tak velké účinky jako zvolená varianta – rovnoměrné spojitě plošné zatížení.



Obr. 27.: Detail skutečného zatížení lávky chodci

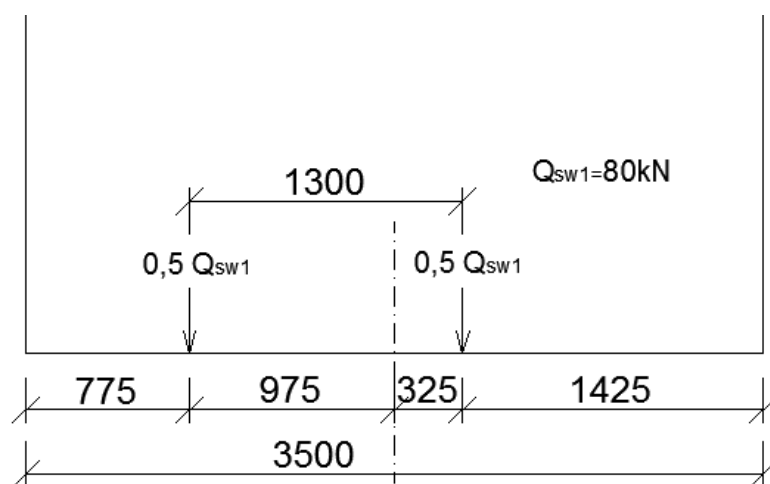
Zatížení obslužným vozidlem, čímž může být vůz záchranné služby, je na konstrukci umístováno tak, aby vyvozovalo největší účinky. Konkrétně je vytvořeno několik možných variant umístění vozidla, představující jeho pohyb po mostovce. Aby vozidlo způsobilo největší ohybový moment na příčnici, bylo umístěno dle Šolinova pravidla tak, jak je znázorněno na obr. 29. Ohybové momenty na příčnici nemají stejný průběh jako na prostém nosníku. Rozdíl v tomto případě není tak zásadní, aby nemohlo být využito zmiňované Šolinovo pravidlo (viz obr. 28).



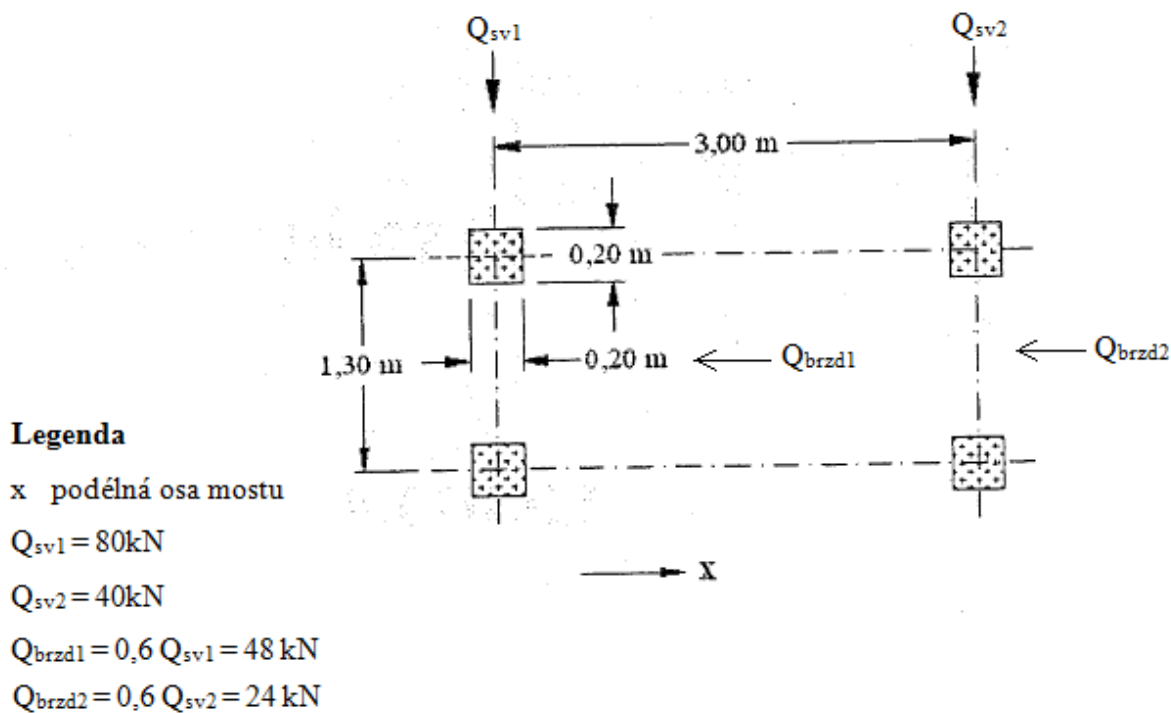
Obr. 28.: Ukázka průběhu ohybových momentů na příčnici konstrukce lávky.

Aby vozidlo působilo největším zatížením na hlavní nosné prvky, bylo umístěno 0,5 m od kraje nosné konstrukce na různá místa tak, aby v následných kombinacích byly zahrnuty všechny možnosti, které by na konstrukci mohly vzniknout. Konkrétně bylo vozidlo postupně posouváno po celé konstrukci, čímž byly pokryty veškeré možnosti. Velikost zatížení a další parametry jako je plocha, na které působí, je zadáno v normě [4].

Zatížení charakterizující vozidlo na konstrukci působí jak vertikálně vlastní tíhou, tak horizontálně brzdnými a rozjezdovými silami. Velikost těchto sil je rovna 60 % vertikálního zatížení (viz obr. 30).

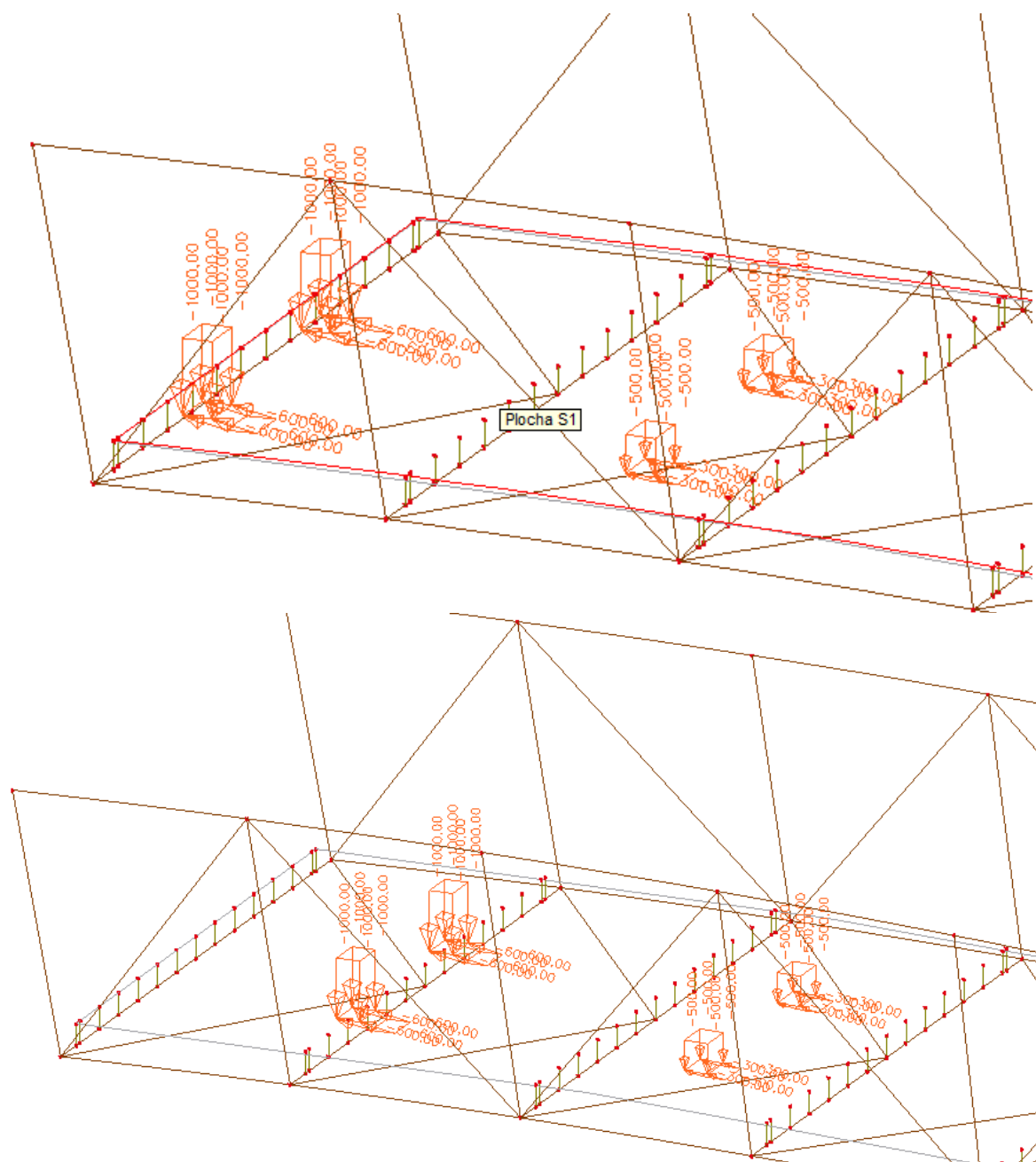


Obr. 29.: Maximální zatížení nápravou vozidla na příčník



Obr. 30.: Schéma zatížení obslužným vozidlem [4]

Zatížení obslužným vozidlem je přepočítáno na zadanou plochu, a to jak horizontální, tak vertikální. Modelovaná situace pak odpovídá skutečnému zatížení působící na konstrukci. Vlivem přepočítání zatížení na reálnou plochu nevznikají v modelu lokální extrémní napětí na desce.



Obr. 31.: Příklady skutečného zatížení obslužným vozidlem

3.2.5 Kombinace zatížení

Celkem bylo vytvořeno přibližně 1500 kombinací zatížení, přičemž pro výpočet bylo využito 365 kombinací, které by mohly být rozhodující pro určité prvky konstrukce. V každé kombinaci se vyskytují stálá zatížení (součinitel spolehlivosti $\gamma_F = 1,35$) jako je vlastní tíha a příslušenství lávky. Mění se pouze proměnná zatížení, jako je zatížení větrem, teplotou (součinitel spolehlivosti $\gamma_F = 1,5$), zatížení chodci a obslužným vozidlem (součinitel spolehlivosti $\gamma_F = 1,35$). Dle [4] se navzájem zatížení chodci a vozidlem nekombinují. Kombinace zatížení větrem a teplotou jsou však přípustná společně se zatížením vozidlem nebo chodci. Příklady některých významných kombinací jsou uvedeny na obr. 32.

| | | | |
|--|-------------------------------------|--|-------------------------------------|
| Jméno | CO83 | Jméno | CO87 |
| Popis | | Popis | |
| Typ | EN-MSÚ (STR/GEO) | Typ | EN-MSÚ (STR/GEO) |
| Aktivní součinitele | <input checked="" type="checkbox"/> | Aktivní součinitele | <input checked="" type="checkbox"/> |
| Obsah kombinace | | Obsah kombinace | |
| VI. tíha - Vlastní tíha konstrukce [-] | 1,35 | VI. tíha - Vlastní tíha konstrukce [-] | 1,35 |
| Přísluše - Zábradlí, kanaly [-] | 1,35 | Přísluše - Zábradlí, kanaly [-] | 1,35 |
| Vítr kol1 - Kolmy vítr shora [-] | 1,50 | Vítr kol3 - Kolmy vítr shora jina exc... | 1,50 |
| Teplota - Ochlazení [-] | 0,90 | Teplota1 - Ohratí [-] | 0,90 |
| Chodci 5 [-] | 1,35 | Chodci 5 [-] | 1,35 |

| | | | |
|--|-------------------------------------|--|-------------------------------------|
| Jméno | CO76 | Jméno | CO246 |
| Popis | | Popis | |
| Typ | EN-MSÚ (STR/GEO) | Typ | EN-MSÚ (STR/GEO) |
| Aktivní součinitele | <input checked="" type="checkbox"/> | Aktivní součinitele | <input checked="" type="checkbox"/> |
| Obsah kombinace | | Obsah kombinace | |
| VI. tíha - Vlastní tíha konstrukce [-] | 1,35 | VI. tíha - Vlastní tíha konstrukce [-] | 1,35 |
| Přísluše - Zábradlí, kanaly [-] | 1,35 | Přísluše - Zábradlí, kanaly [-] | 1,35 |
| Vítr boč1 - Boční vítr z druhé stra... | 1,50 | Vítr kol3 - Kolmy vítr shora jina exc... | 0,90 |
| Teplota1 - Ohratí [-] | 0,90 | Vozidlo1 - max zatížení na pricnik [-] | 1,35 |
| Chodci 5 [-] | 1,35 | | |

Obr. 32.: Příklady významných kombinací zatížení

3.3. Návrh jednotlivých prvků konstrukce

Při navrhování a posuzování jednotlivých prvků konstrukce byl řešen návrh nosné ocelové konstrukce, železobetonové desky, trapézového plechu, spřahovacích trnů a mostních ložisek. Všechny prvky byly posuzovány dle příslušných evropských norem.

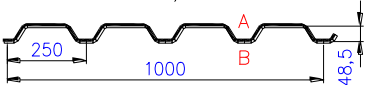
3.3.1. Posouzení trapézového plechu, spřahovacích trnů a příčníků

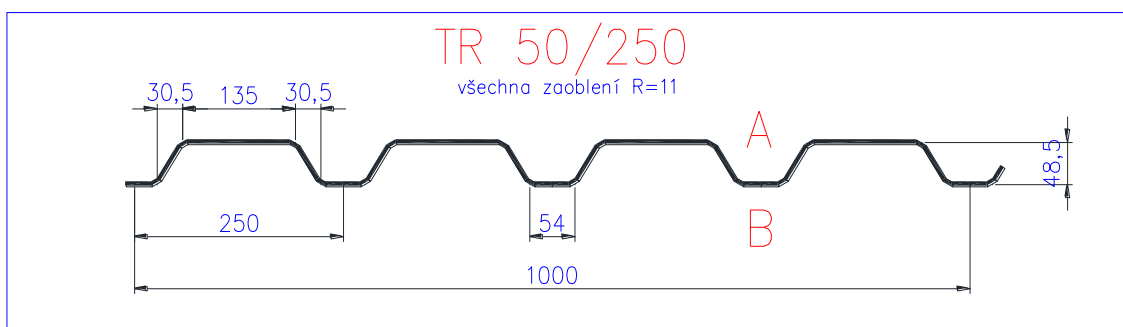
Trapézový plech plní na konstrukci funkci ztraceného bednění a částečně také ochrany železobetonové desky před degradací způsobenou vnějšími povětrnostními podmínkami.

Při aplikaci trapézového plechu je především důležité, aby jeho povrch nebyl ošetřen pozinkováním, ale nátěrem tak aby nedocházelo ke vzniku galvanického článku. To by mohlo mít za následek nepřiměřenou korozi trapézového plechu. Při posuzování byly využity vzorce a znalosti z [1].

Návrh trapézového plechu:

- rozteč příčníků: 2,0 m
- tloušťka betonové desky celkem: 140 mm
- ocel: trapézový plech - S235; příčník - S 355
- beton: C 50/60 ($f_{ck} = 50 \text{ MPa}$)
- prvky spřažení: trny průměru $d = 19 \text{ mm}$ (typ SD, katalog firmy PROWELD)
- poloha pozitivní (betonem jsou vyplněna úzká žebra) – TR 50/250-1,25 mm

| PROFIL | Tloušťka | Hmotnost | PLNÝ PRŮŘEZ | | EFEKTIVNÍ PRŮŘEZ | | | |
|---|-------------|----------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| | t | m | A_g | $I_{y,g}$ | $W_{y,eff}^+$ | $W_{y,eff}^-$ | $I_{y,eff}^+$ | $I_{y,eff}^-$ |
| | [mm] | [kg/m ²] | [mm ²] | [mm ⁴] | [mm ³] | [mm ³] | [mm ⁴] | [mm ⁴] |
| | | | | $\times 10^6$ | $\times 10^3$ | $\times 10^3$ | $\times 10^6$ | $\times 10^6$ |
| TR 50/250  | 0,63 | 6,35 | 754 | 0,295 | 5,90 | 5,90 | 0,164 | 0,208 |
| | 0,75 | 7,55 | 898 | 0,352 | 8,04 | 8,03 | 0,212 | 0,272 |
| | 0,88 | 8,86 | 1053 | 0,413 | 10,24 | 10,57 | 0,262 | 0,347 |
| | 1,00 | 10,07 | 1197 | 0,469 | 12,43 | 12,83 | 0,311 | 0,413 |
| | 1,13 | 11,38 | 1352 | 0,530 | 14,99 | 15,20 | 0,365 | 0,484 |
| | 1,25 | 12,59 | 1496 | 0,586 | 17,05 | 17,47 | 0,424 | 0,550 |



Obr. 33.: Zvolený profil trapézového plechu

Náhradní tloušťka za žebra v trapézovém plechu:

$$t_s = \frac{4 \cdot (54 + 30,5) \cdot 50}{1000} = 16,9 \text{ mm}$$

Zatížení : (uvažuje se zatížení vztažené na pruh desky široký 1,0 m a mokrá beton)

| Stálé [kN/m] | charakteristické | souč. zatížení | návrhové |
|---|------------------|----------------|----------|
| TR 50/250-1,25 mm | 0,13 | 1,35 | 0,18 |
| beton tl. 106,9 mm: $26 \cdot (0,0169 + 0,090)$ | 2,78 | 1,35 | 3,75 |
| Stálé celkem | 2,9 | | 3,9 |

| Proměnné při betonáži [kN/m] – dle [7] | q_k | souč. zatížení | návrhové |
|--|-------|----------------|----------|
| - na délce 3,0 m | 1,50 | 1,5 | 2,25 |
| - jinde | 0,75 | 1,5 | 1,13 |

4.11.2 Staveništní zatížení při betonování

(1) Zatížení, která se během betonování mají současně uvažovat, mohou zahrnovat osoby s malým staveništním vybavením (Q_{ca}), bednění a nosné prvky (Q_{cc}) a tíhu čerstvého betonu, která je příkladem zatížení (Q_{cf}).

POZNÁMKA 1 Tíha čerstvého betonu, viz EN 1991-1-1:2002, tabulka A.1.

POZNÁMKA 2 Zatížení Q_{ca} , Q_{cc} a Q_{cf} lze uvést v národní příloze. ^{NP13)}

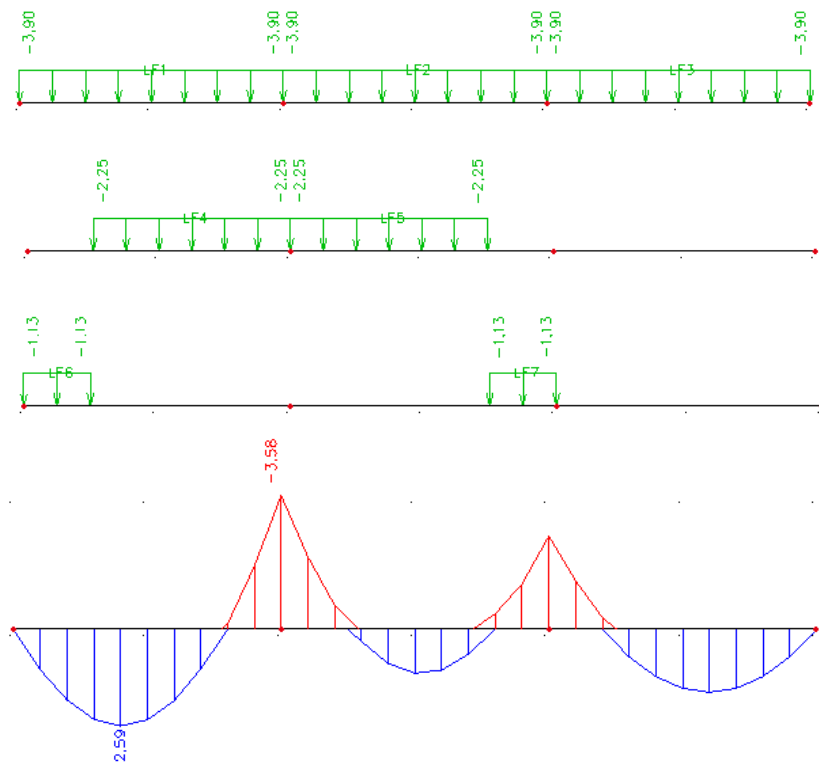
POZNÁMKA 3 Doporučené hodnoty staveništních zatížení při betonování (Q_d) lze brát z tabulky 4.2 a pro čerstvý beton z EN 1991-1-1:2002, tabulka A.1. Další hodnoty může být potřebné stanovit např. pro samozhutnitelný beton nebo pro prefabrikované výrobky.

POZNÁMKA 4 Zatížení podle (1), (2) a (3), tak jak jsou uvedena v tabulce 4.2, se mají umístit v takové poloze, aby způsobila největší účinky, které mohou, avšak také nemusí být symetrické.

Tabulka 4.2 – Doporučené charakteristické hodnoty staveništních zatížení při betonování.

| Zatížení | Zatížená plocha | Zatížení v kN/m ² |
|----------|---|---|
| (1) | Vně pracovní plochy | 0,75 včetně Q_{ca} |
| (2) | Uvnitř pracovní plochy 3 m × 3 m (nebo rozpětí, pokud je menší) | 10 % vlastní tíhy betonu, avšak ne méně než 0,75 a ne více než 1,5; zahrnuje Q_{ca} a Q_{cf} |
| (3) | Skutečná plocha | Vlastní tíha bednění, nosného prvku (Q_{cc}) a tíha čerstvého betonu o návrhové tloušťce (Q_{cf}) |

Obr. 34.: Staveništní zatížení při betonování [7]



Obr. 35.: Zatížení a výsledná obalová křivka ohybových momentů

MSÚ:

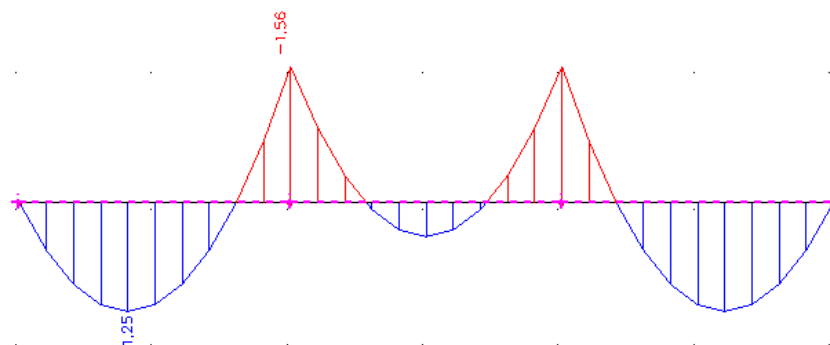
$$M_{p,Rd} = \frac{W_{y,eff} \cdot f_{y,p}}{\gamma_{M0}} = \frac{17,47 \cdot 10^3 \cdot 235}{1,0} = 4,11 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 3,58 \text{ kNm}$$

Navržený profil TR 50/250-1,25 mm **VYHOVUJE**

MSP: (průhyb jen od stálého zatížení)

Max. průhyb v prvním poli

$$M_{1,g,k} = 1,56 \cdot 10^6 \text{ Nmm} - \text{moment nad podporou (pouze od stálého zatížení)}$$



Obr. 36.: Ohybové momenty od stálého zatížení

$$\delta \cong \frac{1}{E_a I_{y,eff+}} \frac{5}{384} g_k L^4 - \frac{1}{E_a I_{y,eff-}} \frac{1}{16} M_{1,g,k} L^2 =$$

$$= \frac{1}{210 \cdot 10^3 \cdot 424 \cdot 10^3} \cdot \frac{5}{384} \cdot 2,9 \cdot 2000^4 - \frac{1}{210 \cdot 10^3 \cdot 550 \cdot 10^3} \frac{1}{16} \cdot 1,56 \cdot 10^6 \cdot 2000^2 = 3,41 \text{ mm}$$

$$\delta = 3,41 \text{ mm} \leq \frac{1}{10} h_c = \frac{1}{10} \cdot 90 = 9 \text{ mm} \quad (\text{rybníkový efekt není potřeba uvažovat})$$

Posudek na průhyb:

$$\delta = 3,41 \text{ mm} \leq \frac{L}{180} = \frac{2000}{180} = 11,1 \text{ mm} \quad \text{Navržený profil TR 50/250-1,25 mm \textbf{VYHOVUJE}}$$

Návrh a posudek příčníků:

1) Montážní stav (působí pouze ocelový nosník) – IPE 220

Zatížení: (zatěžovací šířka 2,0 m)

| Stálé [kN/m] | charakt. | souč. zatížení | návrhové |
|--------------------------------------|----------|----------------|----------|
| - IPE 220, $m = 26,2 \text{ kg/m}$ | 0,262 | 1,35 | 0,354 |
| - TR 50/250 tl. 1,25mm (0,13·2 m) | 0,26 | 1,35 | 0,35 |
| - beton tl. 106,9 mm (26·0,1069·2 m) | 5,56 | 1,35 | 7,5 |
| Stálé celkem | 6,08 | | 8,21 |
| Proměnné při betonáži [kN/m] | | | |
| - na délce 3 m (1,5·2 m) | 3,00 | 1,5 | 4,50 |
| - jinde (0,75·2 m) | 1,50 | 1,5 | 2,25 |

MSP:

Průhyb se určuje pouze od stálého zatížení, protože je potřeba zjistit jaký průhyb zůstane po odstranění veškerého proměnného zatížení při betonáži. Rovněž je potřeba ověřit možný účinek rybníkového efektu.

$$I_a = 27,72 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\delta = \frac{1}{E_a I_a} \left(\frac{5}{384} g_k L^4 \right) = \frac{1}{210 \cdot 10^3 \cdot 27,72 \cdot 10^6} \cdot \left(\frac{5}{384} \cdot 6,08 \cdot 6000^4 \right) = 17,63 \text{ mm}$$

$$17,63 \text{ mm} \leq \frac{L}{250} = 24 \text{ mm} \quad - \text{splněno}$$

$$17,63 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm} \quad - \text{splněno (nevzniká rybníkový efekt)}$$

Zatřídění průřezu IPE220

- provedeno pro nespřažený nosník; pro spřažený nosník je klasifikace příznivější, protože neutrálná osa spřaženého průřezu leží u horní hranice pásnice I průřezu a klasifikace průřezu se provádí podle tlačných částí průřezů

- přecházející část pásnice:

$$c = \frac{b - t_w - 2r}{2} = \frac{110 - 5,9 - 2 \cdot 12}{2} = 40,05 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{40,05}{9,2} = 4,35 \leq 9\varepsilon = 9 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 9 \sqrt{\frac{235}{355}} = 9 \cdot 0,81 = 7,32 \quad \dots \text{ Třída 1}$$

- stojina:

$$c = h - 2t_f - 2r = 220 - 2 \cdot 9,2 - 2 \cdot 12 = 157,6 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{157,6}{5,9} = 26,7 \leq 72\varepsilon = 58,6 \quad - \text{ Třída 1}$$

Ověření v mezním stavu únosnosti může být založeno na výpočtu plastické únosnosti průřezu a to v montážním i provozním stavu.

Posudek na smyk

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{h - 2t_f}{t_w} = \frac{220 - 2 \cdot 9,2}{5,9} = 24,17 \leq 72 \frac{\varepsilon}{\eta} = 58,3$$

$\eta = 1,0$ (konzervativně) - nevyžaduje se ověření na boulení ve smyku

$$A_{v,z} = 1,04 \cdot h \cdot t_w = 1,588 \cdot 220 \cdot 5,9 = 2061,2 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,a,z,Rd} = A_{v,z} \frac{f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = 2061,2 \cdot \frac{355}{1,0 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 422,46 \text{ kN} \geq 2 \cdot V_{Ed} = 156,72 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

Posudek na ohyb (trapézové plechy v příčném směru zajišťují nosník proti klopení)

$$M_{pl,a,y,Rd} = \frac{W_{a,pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{285,4 \cdot 10^3 \cdot 355}{1,0} \cdot 10^{-6} = 101,32 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 45,18 \text{ kNm}$$

Navržený profil IPE 220 **VYHOVUJE**

2. Provozní stav (působí ocelobetonový nosník) – IPE 220

Zatížení:

| Stálé [kN/m] | charakteristické | souč. zatížení | návrhové |
|---------------------------------------|------------------|----------------|-------------------|
| - IPE 220, $m = 26,2 \text{ kg/m}$ | 0,262 | 1,35 | 0,36 |
| - TR 50/250 tl. 1,25mm (0,125·2 m) | 0,25 | 1,35 | 0,34 |
| - beton tl. 106,9 mm (25·0,1069 ·2 m) | 5,35 | 1,35 | 7,22 |
| Stálé celkem | 5,86 | | 7,92 |
| Proměnné [kN/m] | | | |
| - užité zatížení (5,0·2 m) | 10,00 | 1,35 | 13,50 |
| Celkové | <u>15,86</u> | | <u>21,42 kN/m</u> |

MSÚ:

Vnitřní síly:

$$M_{\text{Ed}} = \frac{1}{8} (p_{\text{Ed}} L^2) = \frac{1}{8} \cdot 21,42 \cdot 6^2 = 96,39 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{Ed}} = \frac{1}{2} (p_{\text{Ed}} L) = \frac{1}{2} \cdot 21,42 \cdot 6 = 64,26 \text{ kN}$$

Posudek na smyk

- vliv betonové desky se zanedbává => únosnost stejná jako v montážním stádiu.

$$V_{\text{pl,a,z,Rd}} = A_{\text{v,z}} \frac{f_y}{\gamma_{\text{M0}} \sqrt{3}} = 2061,2 \cdot \frac{355}{1,0 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 422,46 \text{ kN} \geq 2 \cdot V_{\text{Ed}} = 128,52 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

Posudek na ohyb

- účinná šířka desky:

$$b_e = \frac{L}{8} = \frac{6000}{8} = 750 \text{ mm} \leq b = 2000 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} = 2 b_e = 1500 \text{ mm}$$

Poloha neutrální osy (vzdálenost x - od horního okraje betonové desky):

$$x = \frac{\frac{A_a f_y}{\gamma_{M0}}}{\frac{b_{\text{eff}} 0,85 f_{ck}}{\gamma_c}} = \frac{\frac{3340 \cdot 355}{1,0}}{\frac{1500 \cdot 0,85 \cdot 50}{1,5}} = 27,79 \text{ mm} \leq t_c = 90 \text{ mm}$$

$$M_{\text{pl,Rd}} = \frac{A_a f_y}{\gamma_{M0}} \cdot \left(h_a - \frac{x}{2} \right) = \frac{3340 \cdot 355}{1,0} \left(200 - \frac{27,79}{2} \right) \cdot 10^{-6} = 220,65 \text{ kNm} \geq M_{\text{Ed}} = 96,39 \text{ kNm}$$

Nosník **VYHOVUJE**

SPŘAŽENÍ

Navrženy spřahovací trny typu SD:

- průměr: $d = 19 \text{ mm}$,
- výška trnu: $h_{\text{sc}} = 100 \text{ mm}$,
- mez pevnosti: $f_u = 450 \text{ MPa}$ (ocel St37-3K)

Spřahovací trn typ SD

druh materiálu:

- materiál : ocel 4.8 **St37-3k**

| d_1 | l_2 | d_2 | d_3 | k | h |
|-------|---------|-------|-------|------|-----|
| 10 | 50~125 | 19,1 | 12,5 | 7,1 | 4 |
| 13 | 50~175 | 25,4 | 17 | 8 | 5 |
| 16 | 50~175 | 31,7 | 21 | 8 | 7 |
| 19 | 50~175 | 31,7 | 24 | 10 | 9 |
| 22 | 75~200 | 34,9 | 28 | 10 | 10 |
| 25 | 100~175 | 40,9 | 30,5 | 12,7 | 10 |

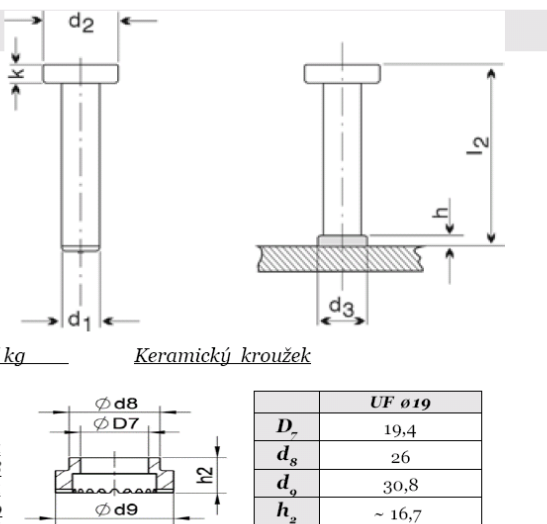
Rozměr

Objednací číslo

Váha 100 ks/ kg

Keramický kroužek

| | | |
|----------|-----------|------|
| 19 x 50 | 70-19-050 | 16,1 |
| 19 x 60 | 70-19-060 | 17,6 |
| 19 x 75 | 70-19-075 | 21,2 |
| 19 x 80 | 70-19-080 | 22,4 |
| 19 x 100 | 70-19-100 | 26,8 |
| 19 x 125 | 70-19-125 | 32,4 |
| 19 x 150 | 70-19-150 | 38,0 |
| 19 x 175 | 70-19-175 | 43,6 |



Obr. 37.: Katalogový list firmy Proweld (www.proweld.cz)

Norma [11] udává vztahy pro výpočet únosnosti pouze pro trny v rozmezí průměrů 16 až 25 mm. Pro všechny ostatní spřahovací prostředky, případně i pro trny s menším či naopak větším průměrem, je nutné únosnost určit zkouškami podle přílohy B této normy. Známi výrobci spřahovací techniky poskytují údaje v technických listech (např. přistřežované zarážky HILTI).

Únosnost trnu s hlavou ve smyku

$$P_{Rk} = \left\{ \begin{array}{l} 0,8 f_u \frac{\pi d^2}{4} = 0,8 \cdot 450 \cdot \frac{\pi \cdot 19^2}{4} = 102,07 \cdot 10^3 \text{ N} \\ 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} = 0,29 \cdot 1,0 \cdot 19^2 \cdot \sqrt{20 \cdot 29 \cdot 10^3} = 79,73 \cdot 10^3 \text{ N} \end{array} \right\} = 79,73 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$\alpha = \left\{ \begin{array}{ll} 0,2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) & \text{pro } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4 \\ 1,0 & \text{pro } \frac{h_{sc}}{d} > 4 \end{array} \right\} \dots\dots \frac{h_{sc}}{d} = \frac{100}{19} = 5,26 \Rightarrow \alpha = 1,0$$

$$P_{Rd} = \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} = \frac{79,73 \cdot 10^3}{1,25} = 63,78 \text{ kN}$$

Redukovaná únosnost v žebrové desce (žebra kolmá k ose nosníku)

$$P_{Rd,r} = P_{Rd} k_t$$

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \frac{b_0}{h_p} \frac{h_{sc} - h_p}{h_p} = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \cdot \frac{84,5}{50} \cdot \frac{100 - 50}{50} = 1,183$$

n_r – počet trnů v jednom žebře (max. 2), b_0 – průměrná šířka vlny, h_p – výška vlny TR

Součinitel k_t nemá být větší než je hodnoty $k_{t,max}$ uvedená v tabulce na obr. 38.

Tab. 8 Horní limitní hodnoty $k_{t,max}$ redukčního součinitele k_t

[tab. 6.2]

| Počet trnů v žebře | Tloušťka t plechu (mm) | Trny s průměrem ne větším než 20 mm a přivažené skrz plech | Profilovaný plech s otvory a trny průměru 19 mm nebo 22 mm |
|--------------------|--------------------------|--|--|
| $n_r = 1$ | $\leq 1,0$ | 0,85 | 0,75 |
| | $> 1,0$ | 1,00 | 0,75 |
| $n_r = 2$ | $\leq 1,0$ | 0,70 | 0,60 |
| | $> 1,0$ | 0,80 | 0,60 |

Obr. 38.: Horní limitní hodnoty redukčního součinitele k_t [11]

$$k_t = 1,183 > k_{t,max} = 0,85 \dots\dots k_t = 0,85$$

Součinitel k_t lze uplatnit, pokud platí:

- trny jsou v žebrech výška h_p , ne větší než 85 mm a šířky b_0 , ne menší než h_p a
- při provažení trnů skrz plech není průměr trnu větší než 20 mm nebo
- prochází-li trny otvory v plechu, není průměr trnu větší než 22 mm.

$$P_{Rd,r} = P_{Rd} k_t = 63,78 \cdot 0,85 = 54,21 \text{ kN}$$

Počet trnů

Smykové spojení musí přenést podélnou smykovou sílu mezi betonovou a ocelovou částí, přičemž se nepočítá se soudržností oceli a betonu. Aby se mohl použít plastický návrh nosníku, musí mít spřahovací prvky dostatečnou deformační schopnost, umožňující redistribuci smyku mezi jednotlivé spřahovací prvky – tuto podmínku splňují přivařované trny s hlavou a zarážky HILTI.

Síla N_{cf} je dána menší hodnotou:

$$N_{cf} = \frac{A_a f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3340 \cdot 355}{1,0} = 1185,7 \cdot 10^3 \text{ N (rozhoduje)}$$

$$N_{cf} = \frac{A_c 0,85 f_{ck}}{\gamma_C} + \frac{A_s f_{sk}}{\gamma_S} = \frac{80 \cdot 1500 \cdot 0,85 \cdot 50}{1,5} + \text{zanedbáme} = 3400,0 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$n_f = \frac{N_{cf}}{P_{Rd,r}} = \frac{1185,7}{54,21} = 21,87$$

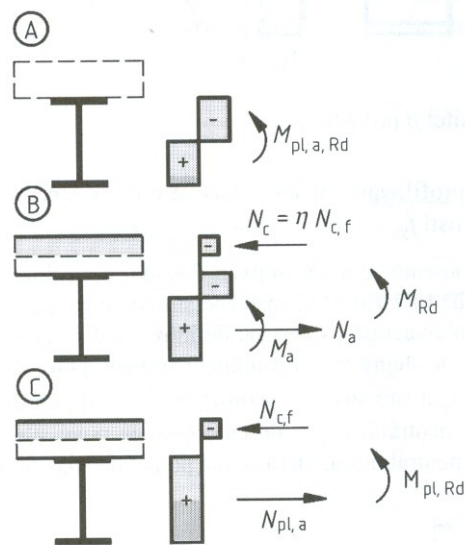
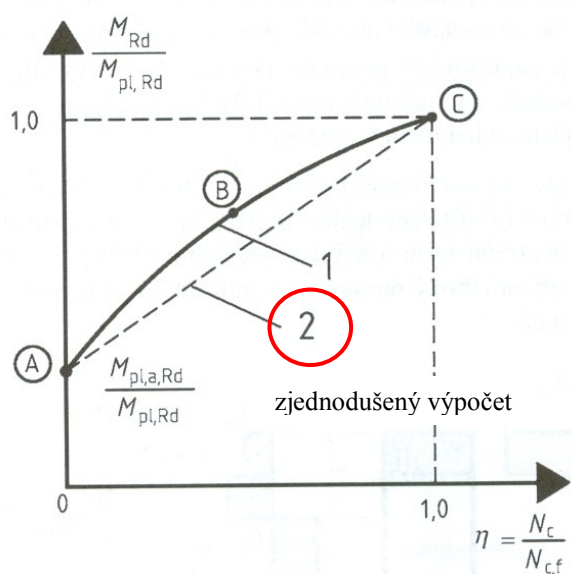
=> 22 trnů na polovinu nosníku pro zajištění úplného smykového spojení

Jelikož navržený trapézový plech má vlny po 250 mm a trny se umísťují vždy jeden do každé vlny, na polovině nosníku může být umístěno pouze 13 trnů. Jedná se tedy o částečné smykové spojení, které je nutno dále posoudit.

Úplného smykového spojení by šlo teoreticky docílit umístěním 2 trnů do každé vlny. V takovém případě musí být ale splněna konstrukční podmínka – okraj trnu musí být umístěn min 20 mm od okraje profilu, osová vzdálenost mezi trny v žeburu musí být min 4d – v tomto případě bychom potřebovali pásnici šířky $b = 4d + 2 \cdot 20 + d = 5 \cdot 19 + 40 = 135 \text{ mm}$, což není splněno. Navrhnout větší profil IPE 270 pouze pro dosažení plného spřažení je neekonomické, výhodnější je započítat vliv částečného smykového spojení na únosnost a použitelnost.

Únosnost průřezu s částečným smykovým spojením – zjednodušený výpočet

- zjednodušeně lze předpokládat, že ohybová únosnost prvku s částečným smykovým spojením je přímo úměrná stupni smykového spojení η v souladu s níže uvedeným obr. 39.



Obr. 39.: Graf závislosti stupně smykového spojení η na ohybové únosnosti [10]

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \frac{N_c}{N_{cf}} = 78,10 + (202,60 - 78,10) \cdot \frac{650,52}{1011,75} = 158,15 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 158,15 \text{ kNm} \geq M_{Ed} = 96,39 \text{ kNm} \quad \text{VYHOVUJE}$$

Železobetonová deska je nejvíce namáhána zatížením vozidlem, protože to způsobuje lokální účinky zatížení, na která je potřeba správně navrhnout výztuž. Díky 3D modelu konstrukce je návrh přesnější než u 2D modelu, protože je v něm zahrnut vliv mnoha dalších faktorů, které 2D model není schopen zohlednit.



Pro návrh ocelové výztuže do mostovky bylo zapotřebí zjistit jaké největší měrné ohybové momenty a posouvající síly v desce můžou vzniknout. Díky 3D modelu konstrukce a kombinacím zatížení byly zjištěny největší měrné návrhové ohybové momenty ve směru x a y. Tyto měrné návrhové momenty nejsou totožné s měrnými ohybovými momenty, protože v nich jsou již započteny vlivy krouticích momentů. V rozhodujících kombinacích pro návrh figurovala vlastní tíha, vítr kolmý k mostovce (ve směru z) a především zatížení vozidlem, a to v různých polohách. Návrh a posudek byl proveden dle [8].

Jsou vybrány 4 extrémní návrhových měrných ohybových momentů.

$$m_{x,ed}^+ = 18,13 \text{ kNm/m}$$

$$m_{x,ed}^- = -17,83 \text{ kNm/m}$$

$$m_{y,ed}^+ = 24,66 \text{ kNm/m}$$

$$m_{y,ed}^- = -17,15 \text{ kNm/m}$$

Materiál - beton

beton: C50/60

$$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$f_{cd} = 33,33 \text{ MPa}$$

Materiál - ocel

ocel: B500B

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

Krytí výztuže

Je počítáno s vlivem povrchové úpravy mostovky, prostředí a třída konstrukce XC3, S3

$$c_{min,b} = 12 \text{ mm}$$

$$c_{min,dur} = 20 \text{ mm}$$

$$c_{min} = 20 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 30 \text{ mm}$$

Ve spodní části ŽB desky je TR a proto je ve spodní části krytí pouze 10 mm.

Návrh výztuže

tloušťka desky: 110 mm

spodní výztuž (x/y): Y

navrhnuté průměry:

$$\phi_h = 10 \text{ mm}$$

$$\phi_d = 12 \text{ mm}$$

$$d_{x,d} = 62 \text{ mm}$$

$$d_{y,d} = 74 \text{ mm}$$

$$d_{x,h} = 63 \text{ mm}$$

$$d_{y,h} = 73 \text{ mm}$$

Plocha výztuže vypočtená metodou mezní rovnováhy:

dolní

$$m_{x,ed,red}^+ = 18,13 \text{ kNm/m}$$

$$A_{s,reg} = 747,29 \text{ mm}^2$$

horní

$$m_{x,ed}^- = -17,83 \text{ kNm/m}$$

$$A_{s,reg} = 723,26 \text{ mm}^2$$

| | | |
|-----------------|-----|--------|
| $A_s =$ | 808 | mm^2 |
| $\varnothing =$ | 12 | mm |
| po: | 140 | mm |

$$m^+_{x,rd} = 19,93 \text{ kNm}$$

$$m^+_{y,ed,red} = 24,66 \text{ kNm/m}$$

$$A_{s,reg} = 851,62 \text{ mm}^2$$

| | | |
|-----------------|-----|--------|
| $A_s =$ | 870 | mm^2 |
| $\varnothing =$ | 12 | mm |
| po: | 130 | mm |

$$m^+_{y,rd} = 25,84 \text{ kNm}$$

| | | |
|-----------------|-----|--------|
| $A_s =$ | 785 | mm^2 |
| $\varnothing =$ | 10 | mm |
| po: | 100 | mm |

$$m^-_{x,rd} = 19,76 \text{ kNm}$$

$$m^-_{y,ed} = -17,15 \text{ kNm/m}$$

$$A_{s,reg} = 600,38 \text{ mm}^2$$

| | | |
|-----------------|-----|--------|
| $A_s =$ | 604 | mm^2 |
| $\varnothing =$ | 10 | mm |
| po: | 130 | mm |

$$m^-_{y,rd} = 18,14 \text{ kNm}$$

Posouzení podle MSÚ

$$m^+_{x,ed,red} = 18,13 \text{ kNm/m}$$

$$m^+_{x,rd} = 19,93 \text{ kNm/m}$$

vyhovuje

$$m^+_{y,ed,red} = 24,66 \text{ kNm/m}$$

$$m^+_{y,rd} = 25,84 \text{ kNm/m}$$

vyhovuje

$$m^-_{x,ed} = 17,83 \text{ kNm/m}$$

$$m^-_{x,rd} = 19,76 \text{ kNm/m}$$

vyhovuje

$$m^-_{y,ed} = 17,15 \text{ kNm/m}$$

$$m^-_{y,rd} = 18,14 \text{ kNm/m}$$

vyhovuje

Konstrukční zásady

Omezení množství hl. tahové výztuže

1. minimální stupeň vyztužení

$$f_{ctm} = 4,1 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$d = 74 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 181,43 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 604 \text{ mm}^2$$

| | | |
|-----------------|---|-------|
| $A_{s,min}$ | > | A_s |
| Vyhovuje | | |

2. maximální stupeň vyztužení

$$h = 110 \text{ mm}$$

$$A_c = 110000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} = 4400 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 870 \text{ mm}^2$$

| | | |
|-----------------|---|-------------|
| A_s | < | $A_{s,max}$ |
| Vyhovuje | | |

Omezení výšky tlačené oblasti

1. přístup

$$\begin{aligned}x &= 14,2 \text{ mm} \\d &= 62 \text{ mm} \\ \zeta &= 0,23 \\ \zeta_{\max} &= 0,45\end{aligned}$$

$$\zeta < \zeta_{\max}$$

Vyhovuje

2. přístup

$$\begin{aligned}f_{yd} &= 434,78 \text{ MPa} \\ \zeta &= 0,23 \\ \zeta_{\text{bal}} &= 0,617\end{aligned}$$

$$\zeta < \zeta_{\text{bal}}$$

Vyhovuje

Vzdálenosti prutů (dolní výztuž)

1. maximální osová vzdálenost hlavní výztuže

$$\begin{aligned}h &= 110 \text{ mm} \\ S_{\max} &= 220 \text{ mm} \\ S &= 140 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$S \leq S_{\max}$$

Vyhovuje

2. minimální světlá vzdálenost prutů

$$\begin{aligned}\varnothing &= 12 \text{ mm} \\ d_g &= 32 \text{ mm} \\ S_{\min} &= 37 \text{ mm} \\ S &= 88 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$S \geq S_{\min}$$

Vyhovuje

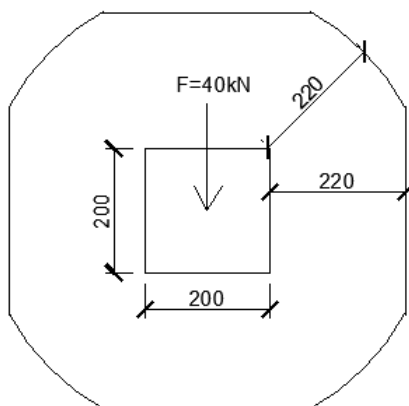
Kotevní délka

$$\begin{aligned}\varnothing &= 12 \text{ mm} \\ f_{\text{ctk}0,05} &= 2,9 \text{ MPa} \\ \alpha_{\text{ct}} &= 1 \\ \gamma_c &= 1,5\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}f_{\text{ctd}} &= 1,93 \text{ MPa} \\ f_{\text{bd}} &= 4,35 \text{ MPa} \\ f_{yd} &= 434,78 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}l_{\text{b,rqd}} &= 300 \text{ mm} \\ l_{\text{b,min}} &= 120 \text{ mm}\end{aligned}$$

Posouzení na protlačení



Obr. 42.: Ilustrační obrázek roznosu zatížení na desku

$$d=110,00 \text{ mm}$$

$$2d=220,00 \text{ mm}$$

$$u_{cr}=4*220+2\pi*220=2,262 \text{ m}^2$$

$$v_{ed}=40/(0,11*2,262)=160,76 \text{ kPa}$$

$$v_{Rd,c}=C_{Rd,c} k (100 \rho f_{ck})^{1/3}=0,12*2*1=240,00 \text{ kPa}$$

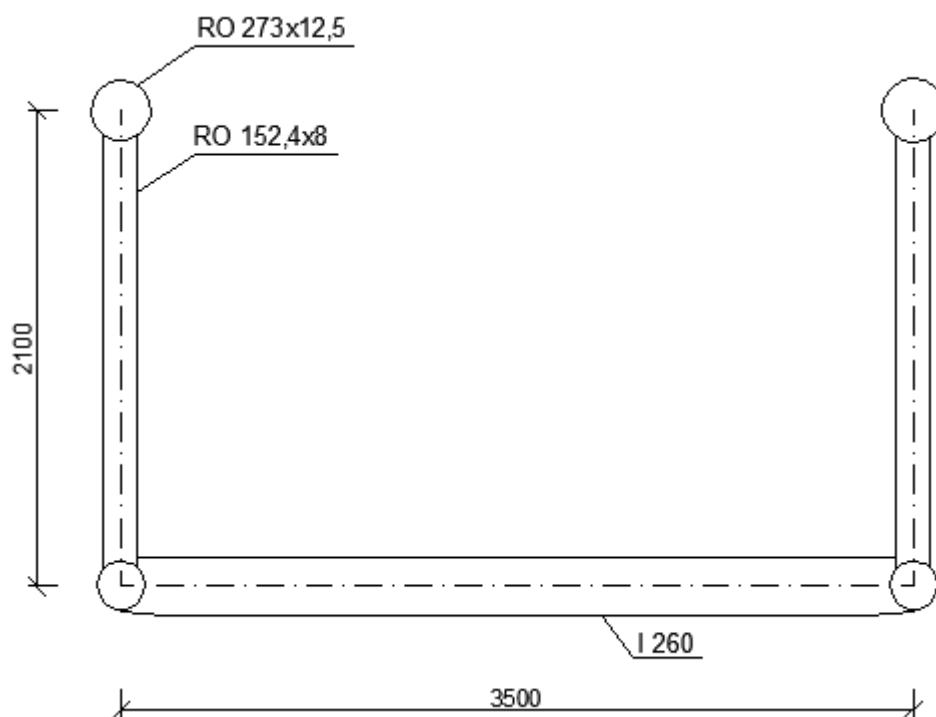
$$v_{Rd,c} > v_{ed} \quad \textbf{Vyhovuje}$$

- není potřeba navrhovat smykovou výztuž

3.3.3 Posouzení ocelového vazníku

Nosná ocelová příhradová oblouková konstrukce je tvořena trubkovými profily, které jsou spojeny pomocí svarů. Tato část konstrukce má za úkol přenést veškeré zatížení do ložisek, opěr a základové půdy.

Horní pás příhradového vazníku je držen proti vybočení pomocí tuhých polorámů. Tyto tuhé polorámy jsou tvořeny profily I260, RO 152,4x8 a horní pásnicí vazníku RO 273x12,5 viz obr. 43.



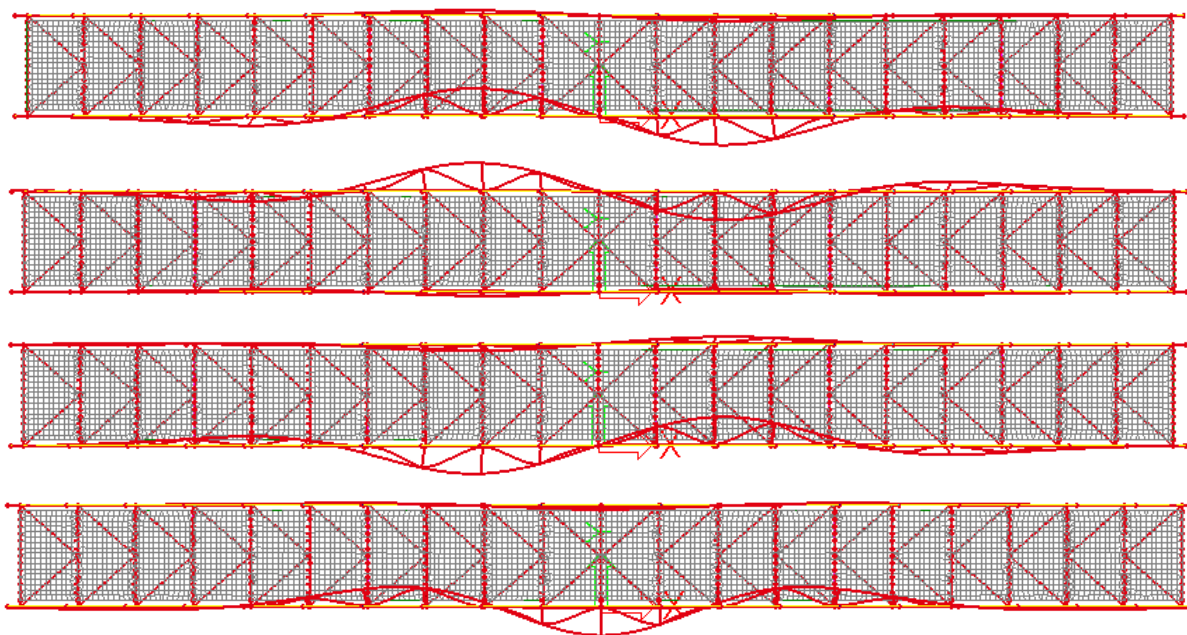
Obr. 43.: Tuhý polorám zajišťující stabilitu horního pásu před vybočením.

Stabilita horního pásu je řešena, pro ověření správnosti, několika způsoby. Prvním způsobem je ruční výpočet pomocí analytických vztahů. Druhým způsobem je výpočet součinitele kritického zatížení na 2D modelu. Posledním způsobem je taktéž výpočet součinitele kritického zatížení, ale na 3D modelu konstrukce. Jako nejpřesnější se jeví 3D model, protože je v něm zahrnut vliv mnoha dalších faktorů, které se u 2D modelu neprojeví. Největší rozdíl je pak u výsledku z analytických vztahů, který můžeme považovat také za nejpřísnější. Dokonce by v tomto případě horní pás na stabilitu nevyhověl.

Jako nejpřesnější výsledek je považován součinitel kritického zatížení vypočítaný na 3D modelu konstrukce. V tomto případě byl výpočet proveden ze stabilitních kombinací, ve kterých jsou zahrnuty zatěžovací stavy, které by mohly zatížit horní pás tak, že by vybočil ze své osy a konstrukce mohla zkolabovat. Rozhodující je tedy součinitel 3,27, který vznikl ve stabilitní kombinaci S2, uvedené na obr. 44 vpravo. Dále je s ním počítáno při posudku horního pásu příhrady. Návrh i posudek byl tedy proveden v souladu s pravidly uvedených v [9].

| Součinitele kritického zatížení | | Součinitele kritického zatížení | |
|---------------------------------|------|---------------------------------|------|
| Stabilitní kombinace : S1 | | Stabilitní kombinace : S2 | |
| 1 | 3,47 | 1 | 3,27 |
| 2 | 3,60 | 2 | 3,46 |
| 3 | 3,82 | 3 | 3,60 |
| 4 | 3,96 | 4 | 3,80 |
| 5 | 4,26 | 5 | 4,24 |
| 6 | 4,49 | 6 | 4,42 |
| 7 | 4,74 | 7 | 4,53 |
| 8 | 5,11 | 8 | 4,82 |
| 9 | 5,34 | 9 | 5,12 |
| 10 | 6,02 | 10 | 5,70 |
| 11 | 6,47 | 11 | 6,18 |
| 12 | 6,59 | 12 | 6,22 |
| 13 | 6,88 | 13 | 6,59 |
| 14 | 7,52 | 14 | 7,10 |
| 15 | 7,59 | 15 | 7,14 |
| 16 | 7,85 | 16 | 7,51 |
| 17 | 7,97 | 17 | 7,63 |
| 18 | 8,47 | 18 | 8,13 |
| 19 | 8,69 | 19 | 8,19 |
| 20 | 8,97 | 20 | 8,76 |

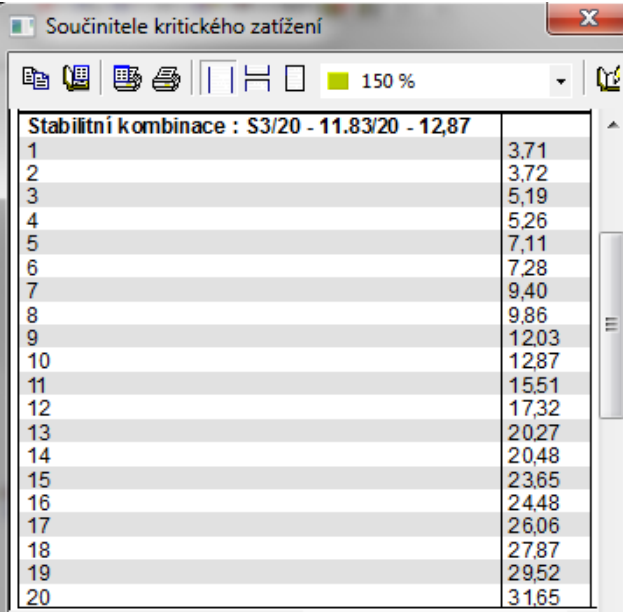
Obr. 44.: Stabilitní kombinace a příslušné hodnoty součinitele kritického zatížení.



Obr. 45.: Deformovaná konstrukce při součiniteli 3,27, 3,46, 3,47 a 3,6.

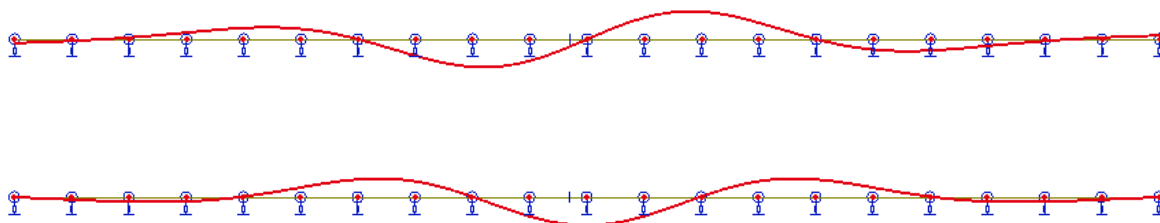
Při řešení stability horního pásu příhradového vazníku nosné ocelové konstrukce na 2D modelu byly použity hodnoty extrémů normálových sil z 3D modelu pro daný prvek. Tyto síly byly rozpočítány tak, aby způsobily na 2D modelu stejný účinek. Vznikly tedy stejné normálové síly jako u 3D modelu.

Tuhost prvku ve směru, ve kterém byl u 3D modelu držen pomocí tuhých polorámů, byla spočtena z 3D modelu. Konstrukce se zatížila jednotkovou silou a vypočítala se deformace, kterou jednotková síla způsobila. Následně byla spočtena tuhost jako podíl síly a deformace. Ve 2D modelu je tato tuhost pak zadávána formou pružných podpor v daném směru. Tuhost polorámu v místech s RO 152,4 byla 1,43 MN/m a v místech s RO 57x5 byla 1,25 MN/m.



| Stabilitní kombinace : S3/20 - 11.83/20 - 12,87 | |
|---|-------|
| 1 | 3,71 |
| 2 | 3,72 |
| 3 | 5,19 |
| 4 | 5,26 |
| 5 | 7,11 |
| 6 | 7,28 |
| 7 | 9,40 |
| 8 | 9,86 |
| 9 | 12,03 |
| 10 | 12,87 |
| 11 | 15,51 |
| 12 | 17,32 |
| 13 | 20,27 |
| 14 | 20,48 |
| 15 | 23,65 |
| 16 | 24,48 |
| 17 | 26,06 |
| 18 | 27,87 |
| 19 | 29,52 |
| 20 | 31,65 |

Obr. 46.: Stabilitní kombinace a příslušné hodnoty součinitele kritického zatížení



Obr. 47.: Deformovaná konstrukce při součiniteli 3,71 a 3,72.

Při porovnání obr. 45 a 47 je patrné, že se konstrukce deformuje podobným způsobem a hodnoty součinitele kritického zatížení zjištěné u 2D a 3D modelu se příliš nelišily. Výsledek tedy lze považovat za korektní a může se s ním nadále počítat u posudku.

Posouzení prvků příhradového vazníku

Pro posouzení jednotlivých prvků je potřebné znát největší hodnoty normálových sil u každého navrhovaného prvku, viz příloha 11. Tyto hodnoty byly získány z 3D modelu konstrukce vytvořeném v programu Scia Engineer. Profily jsou zvoleny trubkové, značení převzato z programu Scia Engineer. Příkladem je profil RO 273x12,5, kde RO značí trubkový profil, 273 [mm] je vnější průměr trubky a 12,5 [mm] je tloušťka stěny trubky. Při posuzování prvků na tlak je důležité správně určit vzpěrnou délku L_{cr} , a to u horního pásu pomocí výše vypočteného součinitele kritického zatížení ($\beta=3,27$), nebo pomocí hodnot z [9] u ostatních prvků posuzované konstrukce. Konkrétně lze pro vnitřní pruty příhradového nosníku brát $0,75L_{teor}$ a u diagonál zavětrování $0,9L_{teor}$, jak je dále uvedeno ve výpočtu posouzení jednotlivých prvků.

Pro posudek jednotlivých prvků bylo využíváno vztahů uvedených pod tímto odstavcem, které jsou převzaty z [9].

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \chi \leq 1 \quad (1)$$

$$\lambda = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma_{cr}}} \quad (2)$$

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (3)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad (4)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E \cdot I}{L^2} \quad (5)$$

$$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M0} = 1,00$$

$$f_{yd} = 355 \text{ MPa}$$

$$E = 210 \text{ GPa}$$

$$\alpha = 0,21 \text{ křivka vzpěrnosti - a}$$

Průřezy a jejich charakteristiky:

| Průřez | A | I |
|-------------|----------|----------|
| | $[mm^2]$ | $[mm^4]$ |
| RO 273x12,5 | 1,02E+04 | 8,70E+07 |
| RO 219,1x10 | 9,14E+03 | 2,44E+07 |
| RO 127x8 | 2,99E+03 | 5,32E+06 |
| RO 152,4x8 | 3,63E+03 | 9,49E+06 |
| RO 57x5 | 8,17E+02 | 2,79E+05 |
| RO 70x5 | 1,02E+03 | 5,42E+05 |

Posouzení prutů - TAH

| Rozhodující kombinace | Prut (prvek) | N_{Ed} | Profil | A | $N_{t,Rd}$ | $N_{Ed}/N_{t,Rd}$ | POSUDEK |
|-----------------------|-----------------------|----------|-------------|----------|------------|-------------------|---------|
| | | $[kN]$ | | $[mm^2]$ | $[kN]$ | % | |
| - | Horní pás. | - | RO 273x12,5 | 1,02E+04 | 3,62E+03 | 0 % | Vyhoví |
| CO25 | Dolní pás. | 2718,69 | RO 219,1x10 | 9,14E+03 | 3,24E+03 | 84 % | Vyhoví |
| CO29 | Diagonála | 710,21 | RO 127x8 | 2,99E+03 | 1,06E+03 | 67 % | Vyhoví |
| CO13 | Svislice 1 | 108,22 | RO 152,4x8 | 3,63E+03 | 1,29E+03 | 8 % | Vyhoví |
| CO12 | Svislice 2 | 80,05 | RO 57x5 | 8,17E+02 | 2,90E+02 | 28 % | Vyhoví |
| CO14 | Diagonály zavětrování | 162,00 | RO 70x5 | 1,02E+03 | 3,62E+02 | 46 % | Vyhoví |

Vzpěrná délka spodní pásnice:

$$\beta = 3,27$$

$$N_{ed} = 2818,14 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = 9215,32 \text{ kN}$$

$$L_{cr} = 4,423 \text{ m}$$

Posouzení prutů - TLAK

| Rozhod. komb. | Prut (prvek) | N_{Ed} | Profil | L | L_{cr}/L | L_{cr} | A | I |
|---------------|-----------------------|----------|-------------|-------|------------|----------|-----------|-----------|
| | | [kN] | | [m] | | [m] | | |
| CO29 | Horní pás. | -2830,35 | RO 273x12,5 | 40,1 | (-) | 4,413 | 1,020E-02 | 8,697E-05 |
| CO44 | Dolní pás. | -178,46 | RO 219,1x10 | 2,015 | 1 | 2,015 | 9,140E-03 | 2,442E-05 |
| CO12 | Diagonála | -753,38 | RO 127x8 | 2,295 | 0,75 | 1,721 | 2,990E-03 | 5,320E-06 |
| CO29 | Svislice 1 | -15,53 | RO 152,4x8 | 2,1 | 0,75 | 1,575 | 3,630E-03 | 9,490E-06 |
| - | Svislice 2 | - | RO 57x5 | 2,1 | 0,75 | 1,575 | 8,170E-04 | 2,790E-07 |
| CO40 | Diagonály zavětrování | -108,13 | RO 70x5 | 2,669 | 0,9 | 2,402 | 1,020E-03 | 5,420E-07 |

Pozn.: L_{cr}/L závisí na místě uložení ve vazníku.

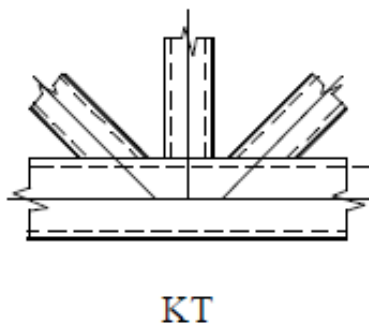
| N_{Ed} | λ | ϕ | N_{cr} | λ | $\lambda < 200$ | χ | $N_{b,Rd}$ | $ N_{Ed}/N_{b,Rd} $ | POSUDEK |
|----------|-----------|--------|----------|-----------|-----------------|--------|------------|---------------------|---------|
| [kN] | | | [N] | | | | [kN] | % | |
| -2830,35 | 0,625 | 0,740 | 9,22E+06 | 47,793 | ANO | 0,880 | 3186,730 | 93 % | Vyhoví |
| -178,46 | 0,510 | 0,663 | 1,25E+07 | 38,983 | ANO | 0,921 | 2988,630 | 3 % | Vyhoví |
| -753,38 | 0,534 | 0,678 | 3,72E+06 | 40,806 | ANO | 0,913 | 969,485 | 81 % | Vyhoví |
| -15,53 | 0,403 | 0,603 | 7,93E+06 | 30,804 | ANO | 0,952 | 1226,740 | 1 % | Vyhoví |
| - | 1,115 | 1,218 | 2,33E+05 | 85,229 | ANO | 0,585 | 169,812 | 0 % | Vyhoví |
| -108,13 | 1,364 | 1,552 | 1,95E+05 | 104,206 | ANO | 0,436 | 157,896 | 69 % | Vyhoví |

Pozn.: Štíhlosti prutů by měly splňovat podmínku $\lambda < 200$

Pro posouzení jednotlivých prvků byly vybrány pro každý prvek kombinace zatěžovacích stavů, ve kterých byly dosaženy největší hodnoty normálových sil. Příslušné kombinace jsou uvedeny v tabulkách u každého prvku. U každého prvku je vypsána v procentech hodnota, značící na kolik procent bude na konstrukci využit. Je zřejmé, že prvek, který je navrhnut na tlak, a má využití 93 %, nebude mít stejné využití zároveň v tahu. Dále je počítáno s rezervou, která je potřebná z důvodu výpočtu korozních úbytků, které profil oslabí a konstrukce by pak nemusela vyhovět. Svislice se můžou zdát velmi předimenzovány, ale jejich funkce je především zajištění dostatečné tuhosti polorámů, které stabilizují horní pásnici konstrukce.

3.3.4. Posudek vybraných styčníků

Styčníky byly posuzovány dle [10] a na posuzované konstrukci se vyskytoval pouze styčník typu KT (viz obr. 48).



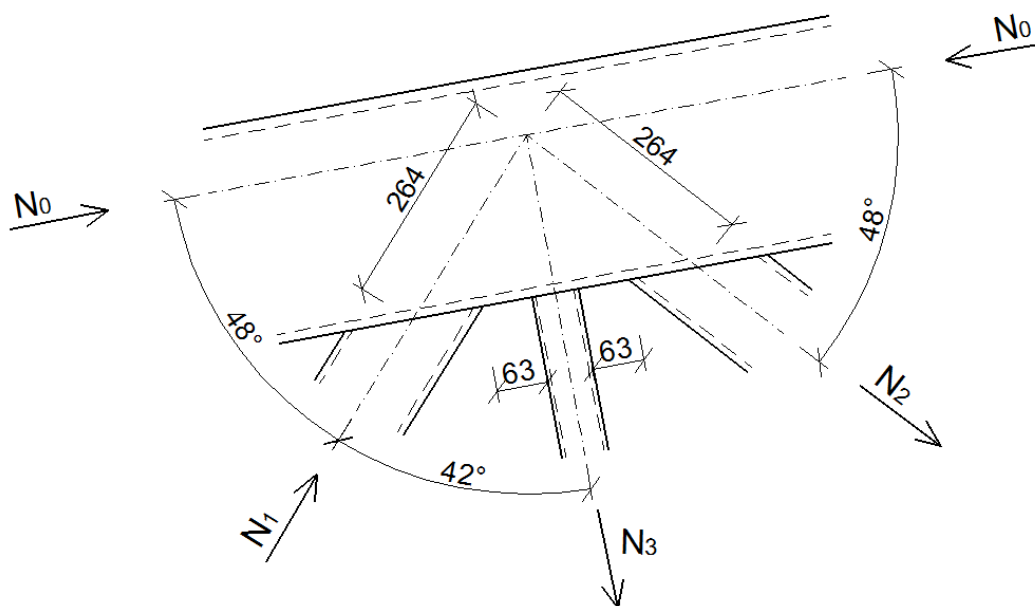
Obr. 48.: Styčník typu KT vyskytující se na posuzované konstrukci [10]

Rozměry prvků styčníku:

| | | | |
|-------------|--------|------|----|
| Pásnice | $d_0=$ | 273 | mm |
| | $t_0=$ | 12,5 | mm |
| Diagonála 1 | $d_1=$ | 127 | mm |
| | $t_1=$ | 8 | mm |
| Diagonála 2 | $d_2=$ | 127 | mm |
| | $t_2=$ | 8 | mm |
| Svislice | $d_3=$ | 57 | mm |
| | $t_3=$ | 5 | mm |

Normálové síly v prutu:

| | | |
|-------------|---------|----|
| $N_{Ed,0}=$ | 1008,60 | kN |
| $N_{Ed,1}=$ | 765,14 | kN |
| $N_{Ed,2}=$ | 719,29 | kN |
| $N_{Ed,3}=$ | 87,91 | kN |



Obr. 49.: Posuzovaný styčník s vyznačením působících sil

Ověření geometrických podmínek

| | | |
|-----------------------|--------------------|---------------|
| $g_1 = 63 \text{ mm}$ | $g \geq t_1 + t_2$ | |
| $g_2 = 63 \text{ mm}$ | 16 | Vyhoví |
| $e^+ = 60 \text{ mm}$ | 16 | Vyhoví |

Podružné momenty:

| | | | | | | |
|-----------|-----|---|--------|---|-----|---------------|
| d_1/d_0 | 0,2 | < | 0,465 | < | 1,0 | Vyhoví |
| d_3/d_0 | 0,2 | < | 0,209 | < | 1,0 | Vyhoví |
| d_0/t_0 | 10 | < | 21,84 | < | 50 | Vyhoví |
| d_1/t_1 | 10 | < | 15,875 | < | 50 | Vyhoví |
| d_2/t_2 | 10 | < | 15,875 | < | 50 | Vyhoví |
| d_3/t_3 | 10 | < | 11,4 | < | 50 | Vyhoví |

Únosnost: Porušení smykem

| | |
|-----------------------|---------------------------------|
| $\Theta_1 = 48^\circ$ | $N_{1,Rd} = 1613,20 \text{ kN}$ |
| $\Theta_2 = 48^\circ$ | $N_{2,Rd} = 1613,20 \text{ kN}$ |
| $\Theta_3 = 90^\circ$ | |

Posouzení:

| | | | |
|---------------------------------|---|--------------------------------|---------------|
| $N_{1,Rd} = 1613,20 \text{ kN}$ | > | $N_{Ed,1} = 765,14 \text{ kN}$ | Vyhoví |
| $N_{2,Rd} = 1613,20 \text{ kN}$ | > | $N_{Ed,2} = 719,29 \text{ kN}$ | Vyhoví |

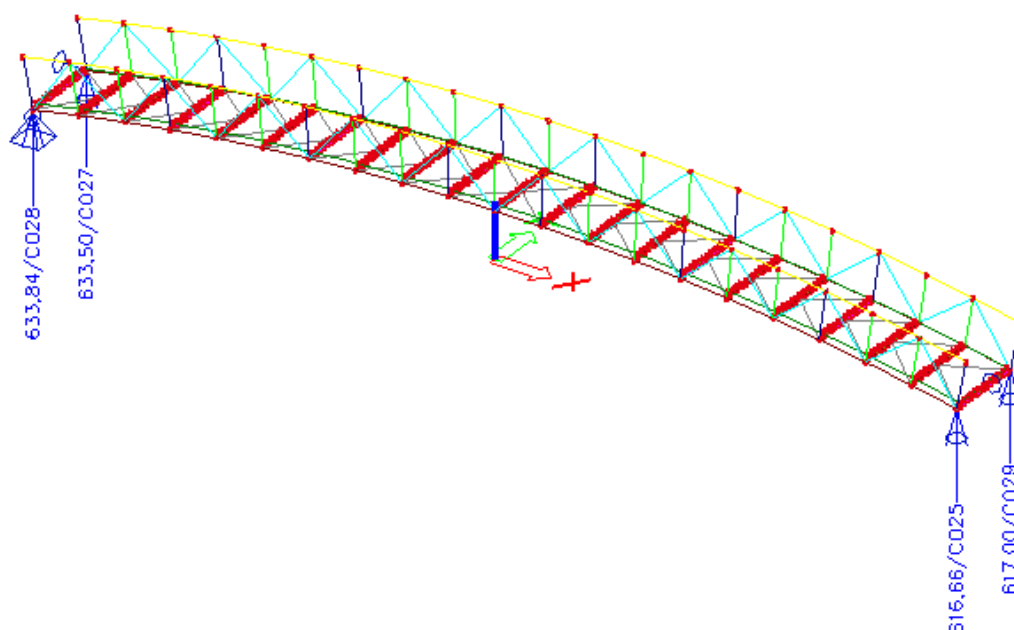
Únosnost: Prolomení pásu

| | | | | |
|--------------|-----------|-----------|------------|-------------------------|
| $k_g =$ | 1,958 | | | |
| $k_p =$ | 1,0 | | | |
| $\gamma =$ | 10,92 | | | |
| $N_{1,Rd} =$ | 1112,2 | <i>kN</i> | | |
| $N_{Ed,i}$ | | | $N_{1,Rd}$ | |
| 656,52 | <i>kN</i> | < | 826,52104 | <i>kN</i> Vyhoví |
| 534,537 | <i>kN</i> | < | 826,52104 | <i>kN</i> Vyhoví |

Styčnick bezpečně vyhověl ve všech posudecích. Byly ověřeny i další styčníky, a to změnou vstupních údajů v programu MS Excel. Všechny styčníky bezpečně vyhověly. Jelikož se jedná o svařovanou trubkovou konstrukci, tak je potřeba posoudit i svary. Všechny svary jsou navrženy dle tloušťky připojované trubky. Plocha každého svaru je větší než plocha řezu samotné trubky. To je způsobeno prostorovým vyřezáním připojované trubky, tak aby dolehla na připojovanou trubku. Lze tedy s jistotou prohlásit, že všechny svary vyhoví.

3.3.5. Návrh a posouzení ložisek

Ložiska jsou navržena elastomerová. Navržena jsou na extrémní hodnoty reakcí a posunů, které mohou nastat vlivem zatížení. U posunů je rozhodující zatížení teplotou, které vlivem tepelné roztažnosti oceli a betonu značně přispívá k roztahování a zkracování nosné konstrukce lávky. Ložiska jsou navržena z katalogu firmy Helmos-ELV. Základním materiálem ložisek je guma a kovové plechy, které zvyšují tuhost a snižují příčnou deformaci ložiska. Vodorovnému posunu je bráněno pomocí zarážek.



Obr. 50.: Maximální hodnoty svislých reakcí R_z s příslušnými kombinacemi

Návrh všesměrně volného ložiska

Na ložisko bude působit největší síla o velikosti $R_z = 616,66 \text{ kN}$, největší posun vlivem zatížení je 33,1 mm, a proto vyhoví ložisko uvedeno níže.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | |
|-------------------|----------------|------------|--------------|--------------------|-----------------|----------|------|
| Půdorysné rozměry | Stavební výška | Výška gumy | Počet vrstev | Maximální zatížení | Maximální posuv | Natočení | |
| | Typ 1 | Typ 1 | | | Typ 1 | | |
| a x b | c | T | n | F_z | $v = \pm$ | a | b |
| mm | mm | mm | | kN | mm | % | |
| 200x300 | 85 | 61 | 7 | 750 | 36,3 | 21 | 17,5 |



Obr. 51.: Elastomerové ložisko všesměrně posuvné, typ 1 (<http://helmos.cz/produkty>)

Návrh ložiska se zamezeným pohybem ve směru y

Na ložisko budou působit největší síly o velikostech $R_z = 617,0 \text{ kN}$ a $R_y = 75,25 \text{ kN}$. Největší posun vlivem zatížení je 33,1 mm, a proto vyhoví ložisko uvedeno níže. Je nutné, aby výrobce dodal zarážku s dostatečnou únosností reakce R_y v daném směru.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | |
|-------------------|----------------|------------|--------------|--------------------|-----------------|----------|------|
| Půdorysné rozměry | Stavební výška | Výška gumy | Počet vrstev | Maximální zatížení | Maximální posuv | Natočení | |
| | Typ 1 | Typ 1 | | | Typ 1 | | |
| a x b | c | T | n | F_z | $v = \pm$ | a | b |
| mm | mm | mm | | kN | mm | % | |
| 200x300 | 85 | 61 | 7 | 750 | 36,3 | 21 | 17,5 |

Návrh ložiska se zamezeným pohybem ve směru x

Na ložisko budou působit největší síly o velikostech $R_z = 633,84 \text{ kN}$ a $R_x = 450,35 \text{ kN}$. Největší posun vlivem zatížení je 9,3 mm, a proto vyhoví ložisko uvedeno níže. Je nutné, aby výrobce dodal zarážku s dostatečnou únosností reakce R_x v daném směru.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | |
|-------------------|----------------|------------|--------------|--------------------|-----------------|----------|------|
| Půdorysné rozměry | Stavební výška | Výška gumy | Počet vrstev | Maximální zatížení | Maximální posuv | Natočení | |
| | Typ 1 | Typ 1 | | | Typ 1 | | |
| a x b | c | T | n | F_z | $v = \pm$ | a | b |
| mm | mm | mm | | kN | mm | % | |
| 200x300 | 85 | 61 | 7 | 750 | 36,3 | 21 | 17,5 |

Návrh ložiska všesměrně neposuvného

Na ložisko budou působit největší síly o velikostech $R_z = 633,5 \text{ kN}$, $R_y = 152,81 \text{ kN}$ a $R_x = 450,35 \text{ kN}$. Posun zde logicky nevzniká. Je nutné, aby výrobce dodal zarážku s dostatečnou únosností reakce R_x a R_y v daných směrech.

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | |
|-------------------|----------------|------------|--------------|--------------------|-----------------|----------|------|
| Půdorysné rozměry | Stavební výška | Výška gumy | Počet vrstev | Maximální zatížení | Maximální posuv | Natočení | |
| | Typ 1 | Typ 1 | | | Typ 1 | | |
| a x b | c | T | n | F_z | $v = \pm$ | a | b |
| mm | mm | mm | | kN | mm | % | |
| 200x300 | 85 | 61 | 7 | 750 | 36,3 | 21 | 17,5 |

4. Modální analýza

V dnešní době jsou díky technickému pokroku používány na stavbu konstrukcí lávek pro pěší materiály s co nejlepšími mechanickými vlastnostmi. V kombinaci s použitím výpočtových programů a výkonných osobních počítačů je umožněno inženýrům navrhovat lehké, štíhlé a z toho důvodu i esteticky zajímavější konstrukce. Důsledkem návrhů těchto štíhlých konstrukcí lávek pro pěší je jejich nižší tuhost, hmotnost a poměrný útlum. Takové konstrukce lávek pro pěší mohou mít nepříznivou dynamickou odezvu na zatížení chodci. Jejich vlastní frekvence může být blízká frekvenci lidské chůze nebo běhu. Vlivem přecházení nebo dokonce rozhoupávání lávky pak může vzniknout rezonance. Pokud by lávka kmitala s malým zrychlením, tak by vyhověla. Problém nastává v případě, kdy zrychlení překračuje normovou mez, což začíná být pro uživatele lávky nepříjemné.

Vlastní frekvence

Vlastní frekvence lávky byla vypočtena a ověřena různými způsoby. Základní analýza byla provedena v programu Scia Engineer, ověření správnosti pak v programu Nexis a dále pak ručním výpočtem. Výsledky byly velmi podobné a lze je považovat za věrohodné.

Vlastní frekvence

| N | f [Hz] | omega [1/sec] | omega^2 [1/sec^2] | T [sec] |
|--|-----------|------------------|----------------------|------------|
| *Studentská verze* *Studentská verze* *Studentská verze* *Studentská verze* *Studentská verze* | | | | |
| Kombinace hmot : CM1 | | | | |
| 1 | 2,29 | 14,38 | 206,75 | 0,44 |
| 2 | 2,48 | 15,59 | 243,01 | 0,40 |
| 3 | 5,11 | 32,13 | 1032,16 | 0,20 |
| 4 | 5,77 | 36,25 | 1313,86 | 0,17 |
| 5 | 6,45 | 40,49 | 1639,83 | 0,16 |
| 6 | 6,80 | 42,74 | 1826,64 | 0,15 |
| 7 | 7,27 | 45,69 | 2087,77 | 0,14 |
| 8 | 7,73 | 48,59 | 2361,07 | 0,13 |
| 9 | 8,11 | 50,93 | 2593,37 | 0,12 |
| 10 | 8,21 | 51,56 | 2658,55 | 0,12 |

Obr. 52.: Vlastní frekvence z programu Scia Engineer

Tabulka frekvencí

Kombinace hmot: MC1

| n | frekvence [Hz] |
|---|----------------|
| 1 | 2.651 |
| 2 | 3.320 |
| 3 | 6.404 |

| n | frekvence [Hz] |
|---|----------------|
| 4 | 6.793 |
| 5 | 6.821 |
| 6 | 7.704 |

| n | frekvence [Hz] |
|---|----------------|
| 7 | 8.173 |
| 8 | 8.352 |
| 9 | 9.060 |

| n | frekvence [Hz] |
|----|----------------|
| 10 | 9.849 |

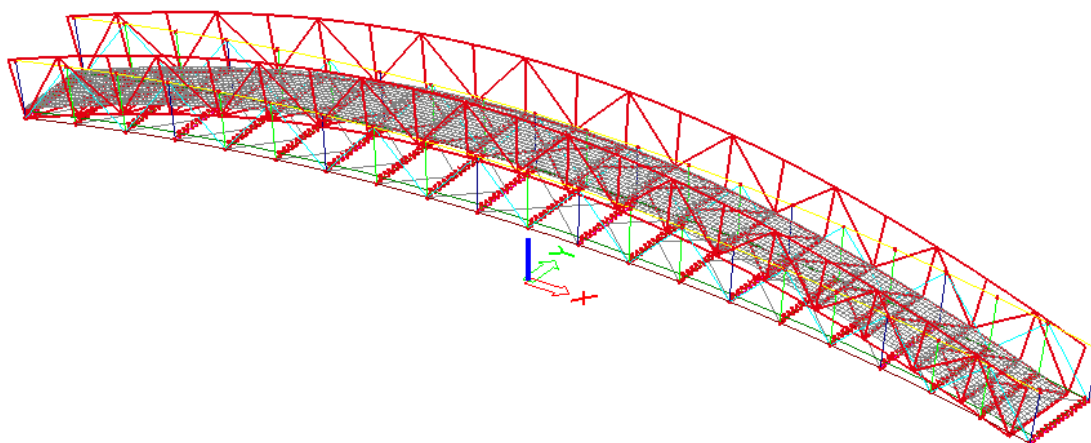
Obr. 53.: Vlastní frekvence z programu Nexis

Výsledky jsou mírně odlišné, protože v programu Nexis byl model konstrukce mírně zjednodušen. Není v něm uvažován vliv spřahovacích trnů a pár dalších detailů. Pro kontrolu byla tedy první vlastní frekvence spočtena ručně.

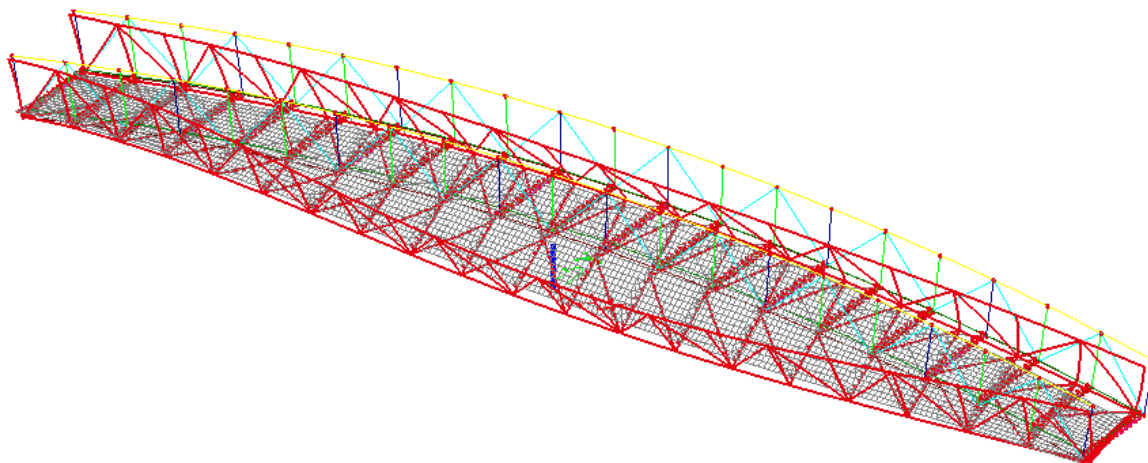
$$\begin{array}{lcl} k = & 5,88E+06 & N\,m^{-1} \\ m = & 29132,4 & kg \\ \omega_0 = & 14,2097 & rad\,s^{-1} \\ f_0 = & 2,2616 & Hz \end{array}$$

Tuhost k byla spočtena pomocí jednotkové síly, kterou se zatížila lávka uprostřed rozpětí. Získaná deformace posloužila pro výpočet požadované tuhosti. Hmotnost je uvažovaná jako 55 % hmotnosti lávky, protože se jedná o obloukovou konstrukci, u které hmota je soustředěna více doprostřed. Frekvence odpovídá výsledkům z výpočetních programů.

Vlastní tvary



Obr. 54.: První vlastní tvar, frekvence 2,29 Hz (Scia Engineer)



Obr. 55.: Druhý vlastní tvar, frekvence 2,48 Hz (Scia Engineer)

Obr. 56.: První vlastní tvar, frekvence 2,65 Hz (Nexis)

Obr. 57.: Druhý vlastní tvar, frekvence 3,32 Hz (Nexis)

Při pohledu na vlastní tvary z výpočetních programů Scia Engineer a Nexis je jasné patrné, že má konstrukce stejné předpoklady deformace, stejné vlastní tvary. Lze tedy říci, že je výsledek správný.

Posouzení konstrukce

Výpočet vynuceného kmitání od pohybu chodců je vyžadován, jestliže některá z vlastních frekvencí je v rozmezí 1,0 až 5,0 Hz pro svislé kmitání mostovky a 0,5 až 2,5 Hz pro vodorovné nebo torzní kmitání, jak je uvedeno v [4]. V tomto případě je tedy nutné lávku dále posuzovat, ovšem [4] neudává žádný postup posudku. Je tedy potřeba využít jiné dostupné literatury, kterou je např. [13].

Posudek je dle [13] založen na tom, že se konstrukce zatíží harmonicky proměnnou silou, která charakterizuje zatížení lávky skupinkou 8 až 15 chodců. Toto zatížení se použije pro ověření kritérií přijatelnosti vibrací z hlediska komfortu chodců. Síla se umístí do nejnepříznivějšího místa v ose lávky, v tomto případě doprostřed oblouku.

Horizontální dynamické zatížení

Pokud horizontální frekvence vlastního kmitání leží v rozmezí $0,5 \text{ Hz} < f_v < 1,5 \text{ Hz}$, je nutné se horizontálním vynuceným kmitáním zabývat. V tomto případě se s žádnou vlastní frekvencí bezpečně nepohybujeme ve zmíněném rozmezí, a proto není nutné se tímto případem dále zabývat.

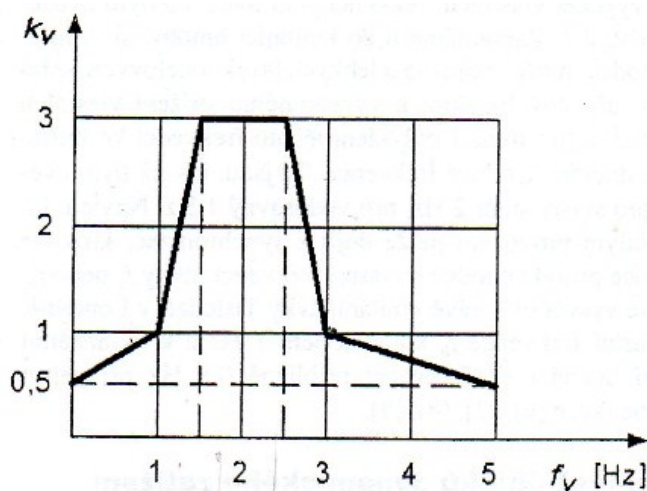
Vertikální dynamické zatížení

Dynamické zatížení od chodců se uvažuje podle návrhu [13]. Pokud vertikální ohybová frekvence vlastního kmitání leží v rozmezí $1,4 < f_v < 3,4 \text{ Hz}$, je nutné se vertikálním vynuceným kmitáním zabývat. Toto rozmezí je odlišné oproti tomu, co bylo uvedeno v [4]. Do této frekvenční oblasti v tomto případě spadají dva nejnížší vlastní tvary kmitání s vlastními frekvencemi $f_{(1)} = 2,651 \text{ Hz}$ a $f_{(2)} = 3,32 \text{ Hz}$. Z těchto frekvencí je pro nás podstatná pouze první vlastní frekvence, protože druhá má kroutivý tvar kmitání.

Sílu odpovídající vertikálním účinkům od skupiny chodců působících jako osamělá síla lze uvažovat v místě největší amplitudy příslušného vlastního tvaru (obr. 56).

$$Q_{gv}(t) = 280 k_v \sin(2 \pi f_v t) = 700 \sin(2 \pi 2,651 t) [N], \text{ kde:}$$

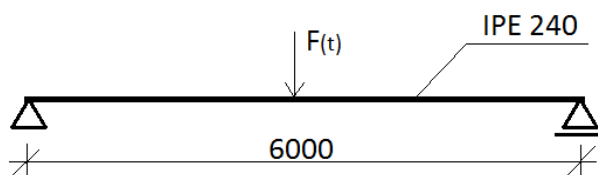
f_v je vlastní frekvence kmitání lávky při svislém tvaru kmitání, přičemž se vybere frekvence, jež je nejbližší 2 Hz, k_v je bezrozměrný součinitel závislý na vlastní frekvenci f_v , jehož velikost je zřejmá z obr. 56, t je čas [s]



Obr. 58.: Součinitel k_v v závislosti na frekvenci f_v [13]

Nyní následoval krok, kdy se měla síla zadat ve výpočetním modelu konstrukce v programu Scia Engineer. Nastal však problém, protože ani poslední dostupná verze tohoto programu neobsahuje možnost zadání tohoto typu zatížení. Proto byl model konstrukce modelován i v programu Nexis, kde tato možnost je.

Aby bylo ověřeno, že tento program pracuje správně, byl proveden kontrolní výpočet na jednoduchém příkladu, který byl vypočítán ručně. Zadáním tohoto příkladu je prostý nosník délky 6,0 m tvořený profilem IPE 240, který je zatížen silou $F(t) = 4 \sin(f_0 t)$. Logaritmický dekrement útlumu je 0,05. Výsledkem je vlastní frekvence, maximální výchylka a zrychlení.



$$k = \frac{48EI}{l^3} = 1,82 \text{ e}^6 \text{ Nm}^{-1}$$

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{m}{k}} = 1,401 \text{ e}^2 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

$$f_0 = \frac{\omega_0}{2\pi} = 22,293 \text{ Hz}$$

$$\delta = \frac{1}{2\xi} = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{f}{f_0}\right)^2\right)^2 + \left(2\xi \frac{f}{f_0}\right)^2}} = 62,8338$$

$$w_{\text{stat.}} = \frac{F}{k} = \frac{4000}{1,82e^6} = 0,002203 \text{ m}$$

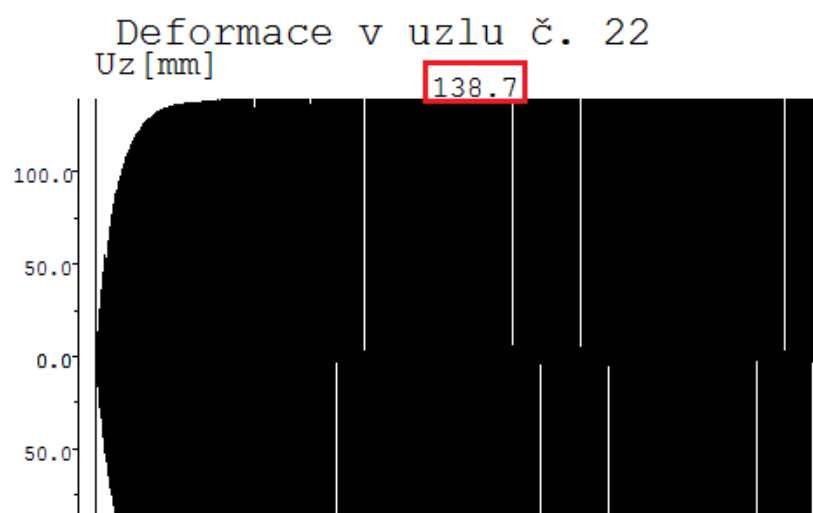
$$w_{\text{dynam}} = \delta \cdot w_{\text{stat.}} = 0,1385 \text{ m}$$

$$a = w_{\text{max}} \cdot \omega_0^2 = 2716,405 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 2716405 \frac{\text{mm}}{\text{s}^2}$$

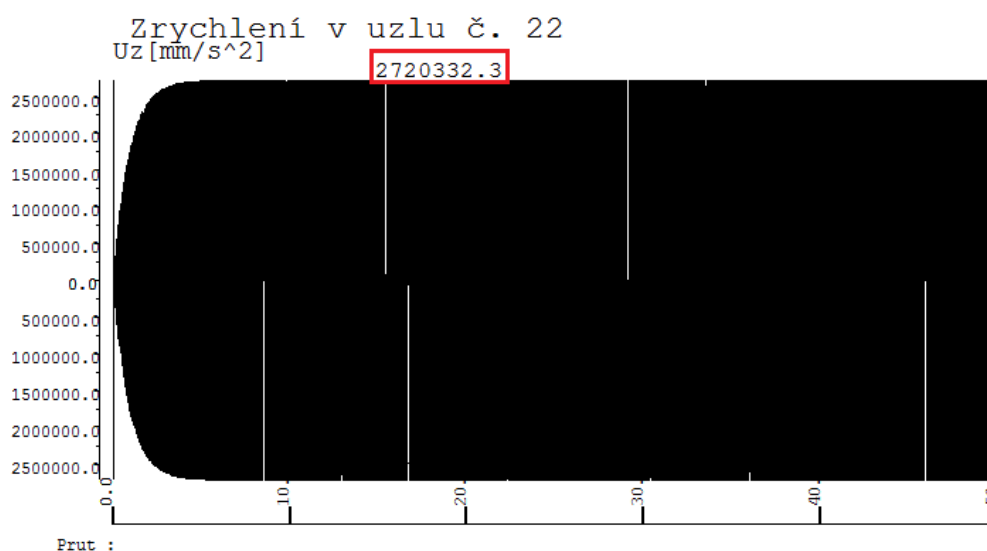
Tabulka frekvencí

Kombinace hmot: MC1

| n | frekvence [Hz] |
|---|----------------|
| 1 | 22.293 |
| 2 | 86.703 |
| 3 | 186.737 |
| 4 | 215.494 |
| 5 | 313.977 |



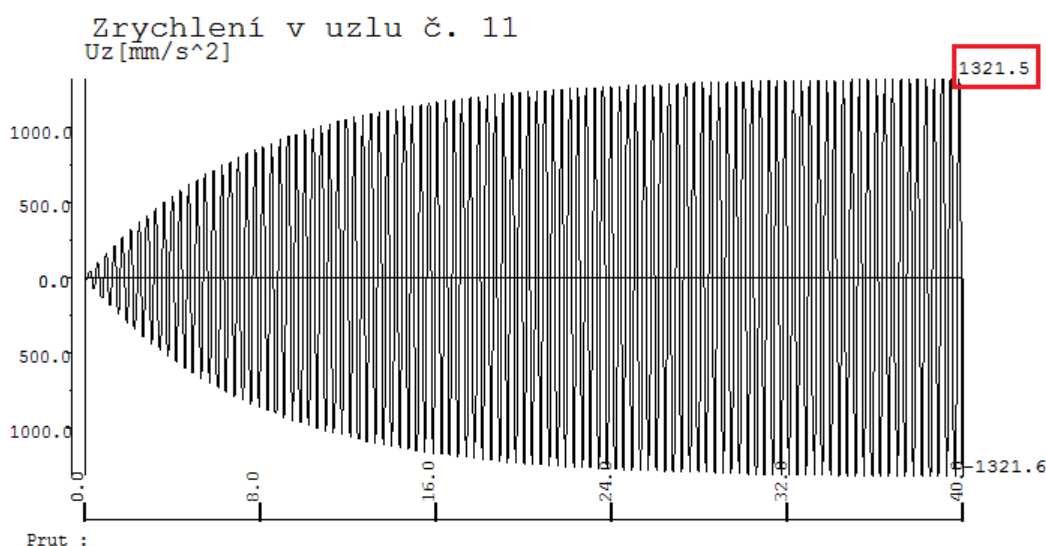
Obr. 59.: Výsledky vlastní frekvence a maximální dynamické výchylky z programu Nexis



Obr. 60.: Výsledek maximální hodnoty zrychlení z programu Nexis

Výsledky, které byly spočítány ručně, se mírně liší od výsledků z Nexisu. Je to způsobeno tím, že program Nexis využívá metodu konečných prvků a záleží na tom, na jak malé dílce se konstrukce rozdělí. To jsou důvody vzniku nepřesností. V porovnání vlivu nepřesnosti logaritmického dekrementu útlumu je to však zanedbatelné. Je tedy zřejmé, že program Nexis pracuje správně a hodnoty pro model lávky jsou věrohodné.

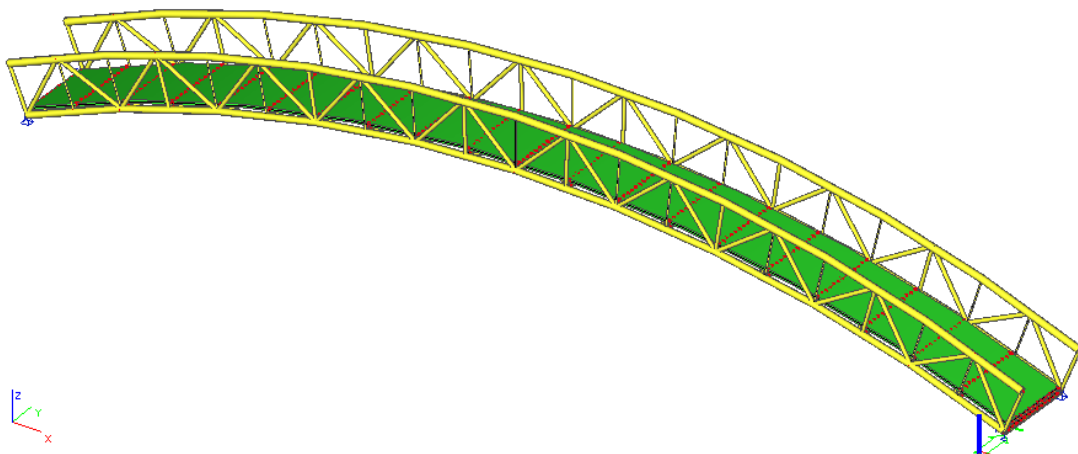
Při zadávání dynamického zatížení na model lávky je důležitým faktorem, ovlivňující výsledek, zadání logaritmického dekrementu útlumu. Tento koeficient není možné přesně určit, protože se stanovuje na základě měření na skutečné konstrukci, což v tomto případě není možné. Hodnota logaritmického dekrementu útlumu je pro tento typ konstrukce určena jako 0,05 dle tabulky uvedené v [13]. Výsledkem potřebným pro posouzení konstrukce je zrychlení, které aby vyhovělo, musí být nanejvýš $a_{\max}=0,5\sqrt{f_v}$ [ms^{-2}], nebo $0,7 ms^{-2}$, přičemž platí menší z hodnot. Za hodnotu f_v se dosazují hodnoty vlastních frekvencí, pokud platí $1,0 < f_v < 2,5 Hz$. V tomto případě tedy $a_{\max}=0,7 ms^{-2}$.



Obr. 61.: Výsledek zrychlení konstrukce pro první vlastní frekvenci

Výsledek zrychlení ($a=1,32ms^{-2}$) překračuje stanovenou mez. Konstrukce tedy nevyhoví. Řešením by mohlo být nainstalování tlumiče, který by byl naladěn na první vlastní frekvenci. Jako další řešení je úprava statického působení konstrukce, což by mohlo výrazným způsobem ovlivnit vlastní frekvence konstrukce.

Tato varianta byla pro ukázkou, že tomu tak opravdu je, vymodelována. Rozdílem mezi navrženou konstrukcí a lávkou, která by byla z hlediska dynamických účinků vhodnější, je velikost nadvýšení, které je dvojnásobné. Dále pak pevné podpory na obou stranách, což má za následek mimo jiné vliv klenbového efektu.



Obr. 62.: Model lávky s větším nadvýšením a pevnými podporami

Vlastní frekvence

| N | f [Hz] | omega [1/sec] | omega^2 [1/sec^2] | T [sec] |
|--|-----------|------------------|----------------------|------------|
| *Studentská verze* *Studentská verze* *Studentská verze* *Studentská verze* *Studentská verze* | | | | |
| Kombinace hmot : CM1 | | | | |
| 1 | 4,24 | 26,64 | 709,59 | 0,24 |
| 2 | 4,27 | 26,83 | 719,99 | 0,23 |
| 3 | 4,36 | 27,40 | 750,83 | 0,23 |
| 4 | 4,51 | 28,33 | 802,34 | 0,22 |
| 5 | 4,70 | 29,53 | 872,10 | 0,21 |
| 6 | 4,71 | 29,57 | 874,59 | 0,21 |
| 7 | 4,95 | 31,10 | 967,48 | 0,20 |
| 8 | 5,23 | 32,88 | 1081,11 | 0,19 |
| 9 | 5,55 | 34,87 | 1216,08 | 0,18 |
| 10 | 5,75 | 36,10 | 1303,08 | 0,17 |

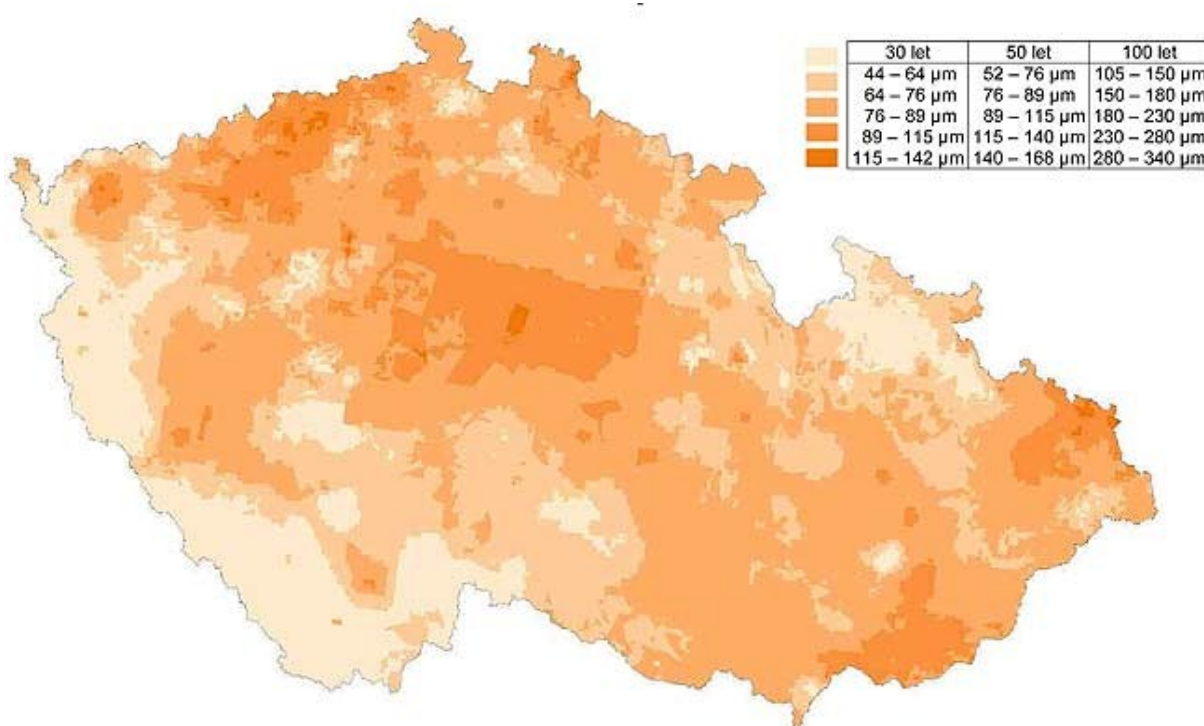
Obr. 63.: Vlastní frekvence nového modelu lávky

Vlastní frekvence se zvýšila na hodnotu 4,24 Hz, což už je velmi blízko hraniční hodnotě 5 Hz. Je tedy vidět rozdíl mezi těmito návrhy, jak velký vliv mají podpory a nadvýšení.

Jak už bylo zmíněno v předešlých kapitolách, při změně podpor u navržené lávky s malým nadvýšením by v podporách vznikaly velké vodorovné reakce, které by byly problémem pro dimenzaci základové konstrukce i ložisek. Návrh by byl pak velmi neekonomický a jen těžko realizovatelný. Aby byl návrh ekonomický, muselo by dojít k velkému nadvýšení oblouku. Nevýhodou by pak bylo to, že by chodci museli chodit do kopce a z kopce při přecházení lávky, což by obzvláště v zimním období bylo nepříjemné.

5. Posouzení nosné konstrukce po 100 letech

Jelikož se jedná o speciální typ konstrukční oceli, u které se počítá s tím, že bude korodovat, je zapotřebí posoudit konstrukci z této oceli navrženou i po 100 letech expozice. Tento posudek je založený na tom, že se určí korozní přírůstek Δt , který vychází z návrhové hodnoty korozního úbytku. Hodnotu korozního úbytku můžeme získat různými způsoby, jako například odečtením z mapy (viz obr. 65), vypočítat podle směrných korozních rychlostí nebo je možné pro výpočet použít software dostupný na www.atmofix.cz.



Obr. 64.: Mapa korozních úbytků po prvním roce expozice [12]

Protože už i při výpočtu zatížení bylo počítáno s možností umístění lávky do nejnepříznivější oblasti, tak i v tomto případě byla konstrukce uvažována v nejhorším možném místě České republiky. Z těchto důvodů se použil největší korozní úbytek z mapy zobrazené na obr. 65. o hodnotě 340 μm .

Při posouzení nejvíce využitého prvku nosné ocelové konstrukce byl průřez horní pásnice příhradového oblouku RO 273x12,5 oslaben o hodnotu 340 μm a jeho využití se z původních 93 % zvýšilo na 94,6 %. Žádný jiný prvek konstrukce nebyl navrhnout s podobně vysokým využitím, a proto konstrukce vyhoví i po 100 letech expozice s 5 % rezervou. Není

tedy nutné zvětšovat tloušťky nejvíce namáhaných, využitých průřezů a nejvíce korozně ohrožených průřezů o kladnou hodnotu korozního přírůstku Δt , jak je uvedeno v [12].

Detaily a předpoklady pro tvorbu ochranné patiny

Konstrukce navrhované z ocelí se zvýšenou odolností proti atmosférické korozi mají jisté konstrukční požadavky pro správný vývoj ochranné vrstvy patiny. Když se dodrží tyto požadavky, tak může konstrukce bez problémů sloužit po celou dobu navrhované životnosti.

Navrhovaná pěší lávka je vhodná pro použití patinujících ocelí. Důvodem je její nosná konstrukce tvořená trubkovými profily. U trubkových profilů se nevyskytují žádná místa ve kterých by se hromadily nečistoty a zatékala voda. Protože je celá konstrukce svařena celoobvodovými svary, nehrozí zde ani vznik spárové koroze. Nebezpečné místo, ve kterém hrozí nebezpečí usazování nečistot, může být kout mezi spodním pásem a stojinou příčnicku tvořeného z I profilu. Dále pak přípoj příčnicku k dolnímu pásu nosné příhradové konstrukce. Tato místa jsou však konstrukčně ošetřena šikmými plechy, které jsou taktéž celoobvodově přivařené tak, aby nehrozil vznik spárové koroze. Tímto způsobem je zabráněno usazováním nečistot a špatnému vývoji ochranné patiny. Trapézový plech, ležící na příčnicích, je navrhnut s nátěrovou povrchovou úpravou, metalizace zinkem je nepřipustná.

Mostovka lávky je vyspádovaná směrem do středu mostovky, kde jsou umístěny odvodňovací roury z nerez oceli pro odvod vody s dostatečnou délkou tak, aby ani vytékající voda z roury nemohla být větrem zavátá na nosnou konstrukci. Ve spodní části zábradlí je umístěn plech z nerez oceli, bránící ostřikování nosné konstrukce vodou z mostovky lávky. V blízkosti podpor (základové konstrukce) je proveden preventivní nátěr ocelové konstrukce v dostatečném rozsahu. Na konstrukci a v její blízkosti je zakázáno použití chemických rozmrazovacích prostředků.

6. Závěr

Cílem bakalářské práce bylo navrhnutí lávky pro pěší z patinujících ocelí. Lávka byla navržena na délku 40 metrů, působící zatížení vlastní tíhou, chodci, větrem, teplotou, vozidlem a skupinkou chodců, kteří rozkmitávají lávku v její vlastní frekvenci. Každá nosná část byla vymodelována, navržena a posouzena dle příslušných, platných norem. Při návrhu konstrukce lávky byl kladen důraz na dodržení všech podmínek použití patinujících ocelí.

Z dosažených výsledků je patrné, že navržená konstrukce vyhoví na všechna statická zatížení. Vlivem nepříznivé velikosti vlastních frekvencí lávky je nutné provést opatření, která by bránila vzniku rezonance. Mezi tyto opatření patří návrh tlumiče, který by změnil první vlastní frekvenci tak, aby konstrukce při zatížení skupinky chodců nepřešla do stádia rezonance, nevykazovala tak velké zrychlení a nedošlo k chodcům nepříjemnému houpání až dokonce k poškození nosné konstrukce lávky. Návrh tlumiče se dá vytvořit po realizaci konstrukce, provedení experimentálních měření vlastností konstrukce a zjištění vlivu dynamického zatížení chodci na konstrukci. Dalším řešením by mohla být úprava geometrie a uložení lávky, což bylo demonstrováno a dokázáno v kapitole 4. Z výkresové dokumentace je patrné, jakými způsoby je bráněno ostříku nosné konstrukce lávky vodou, jakým způsobem je lávka odvodněna a čím je bráněno usazování nečistot v typických detailech konstrukce, což jsou důležité zásady při použití patinujících ocelí.

Přínosem vypracování této práce jsou pro mě především získané zkušenosti s modelováním konstrukce ve výpočetních programech Scia Engineer a Nexis, posuzování jednotlivých částí konstrukce z železobetonu, trapézových plechů a patinujících ocelí dle příslušných norem. Jako nejpřínosnější však považuji porozumění problému modální analýzy lávky, tedy přímé aplikace znalostí dynamiky stavebních konstrukcí na skutečnou konstrukci.

Poděkování

Tímto bych chtěl poděkovat všem, kteří mi jakkoli pomohli při tvorbě této bakalářské práce, a to zejména: panu Ing. Romanu Fojtíkovi, panu Ing. Jakubu Valihrachovi, panu Ing. Davidu Mikoláškoví, paní Ing. Pavlíně Matečkové, Ph.D. a panu Ing. Miroslavu Rosmanitovi, Ph.D., za odbornou pomoc při řešení problémů spojených s modelováním ve výpočetním softwaru, návrhem a posouzením částí konstrukce.

Zvláštní poděkování pak patří vedoucímu mé bakalářské práce, panu Ing. Vítu Křivému, Ph.D. za podporu, odbornou pomoc a vedení při tvorbě této bakalářské práce.

7. Seznam použitých pramenů

- [1] BENDA, J.:
Stavební statika II., Ostrava, VŠB – Technická univerzita Ostrava, 2006
- [2] ČSN EN 1990 (Eurokód1):
Zásady navrhování konstrukcí, Praha, ČNI, 2004
- [3] ČSN EN 1991-1-1 (Eurokód1):
Zatížení konstrukcí – Obecná zatížení, Praha, ČNI, 2004
- [4] ČSN EN 1991-2 (Eurokód1):
Zatížení konstrukcí – Zatížení mostů dopravou, Praha, ČNI, 2005
- [5] ČSN EN 1991-1-4 (Eurokód1):
Zatížení konstrukcí – Zatížení větrem, Praha, ČNI, 2007
- [6] ČSN EN 1991-1-5 (Eurokód1):
Zatížení konstrukcí – Zatížení teplotou, Praha, ČNI, 2005
- [7] ČSN EN 1991-1-6 (Eurokód1):
Zatížení konstrukcí – Zatížení při provádění, Praha, ČNI, 2006
- [8] ČSN EN 1992-1-1 (Eurokód2):
Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, Praha, ČNI, 2006
- [9] ČSN EN 1993-1-1 (Eurokód 3):
Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, Praha, ČNI, 2006
- [10] ČSN EN 1993-1-8 (Eurokód 3):
Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-8: Navrhování styčníků, Praha, ČNI, 2006
- [11] ČSN EN 1994-1-1 (Eurokód4):
Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro pozemní stavby, Praha, ČNI, 2005
- [12] KŘIVÝ, V. et al.:
Směrnice pro používání ocelí se zvýšenou odolností proti atmosférické korozi – směrnice České asociace ocelových konstrukcí. Praha: SVÚOM Praha, 2011
- [13] STUDNIČKOVÁ, M.:
Dynamická zatížení lávek pro chodce a hodnocení jejich účinků. Stavební obzor, 8, 1999, č. 10, s. 292 – 298.

8. Přílohy

1. Výkres dispozice
2. Výkres řezů A, B
3. Výkres detailu C
4. Výkres detailů A, B, E
5. Výkres detailu výztuže desky
6. Výkres montážního dílu MD1
7. Výkres montážního dílu MD2
8. Výkres montážního dílu MD3
9. Výkres montážního dílu MD4
10. Výkres nátěrů
11. Normálové síly v navrhovaných prvcích ocelové konstrukce

Použitý programový software

| | |
|----------------------|--|
| Scia Engineer 2011.1 | Výpočetní software pro statické výpočty |
| NEXIS 32 | Výpočetní software pro statické výpočty |
| Autocad 2012 | Grafický program pro kreslení projektové dokumentace |
| MS Excel 2010 | Tabulkový procesor |
| MS Word 2010 | Textový editor |